

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS
SISMORRESISTENTES DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCIÓN [NEC 2015] Y EL DISEÑO DIRECTO BASADO EN
DESPLAZAMIENTO [DDBD].**

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TITULO DE MAGISTER EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

JAVIER GUSTAVO ANDRADE SILVA
andradesilvajg@gmail.com

FREDY ROLANDO CARRILLO MAYANQUER
fredyrolando@gmail.com

DIRECTOR:
ING.Msc. PATRICIO PLACENCIA.
patohpla@hotmail.com

Quito, Julio 2018.

DECLARACIÓN

Nosotros: JAVIER GUSTAVO ANDRADE SILVA Y FREDY ROLANDO CARRILLO MAYANQUER, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en el presente documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y la normativa institucional vigente.

Javier Gustavo Andrade Silva

Fredy Rolando Carrillo Mayanquer

CERTIFICACIÓN.

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por los Ingenieros: Javier Gustavo Andrade Silva y Fredy Rolando Carrillo Mayanquer, bajo mi supervisión.

ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR DEL PROYECTO.

AGRADECIMIENTO.

A Dios por darnos el don de perseverancia para alcanzar esta meta.

A mi Director de Tesis: Ing. Msc. Patricio Placencia por su dedicación, paciencia y esmero para guiar este trabajo.

A la Escuela Politécnica Nacional que nos abrió sus puertas para ser mejores personas y profesionales a todos mis maestros de la Maestría en Estructuras que siempre fueron mí ejemplo a seguir.

Javier Andrade Silva.
Fredy Carrillo Mayanquer.

DEDICATORIA.

Al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para superar todos los momentos difíciles en mi vida, por ello con toda la humildad dedico este trabajo primeramente a Dios.

A mi madre: Angélica, que ha sabido formarme y educarme con amor, principios y valores éticos que han guiado mi vida.

A mi esposa: Tati, por estar siempre a mi lado, apoyándome con su amor, comprensión y ser parte de mi vida.

A mis hijos: Xavier David y Juan Francisco por ser mi fuente de motivación e inspiración para superarme día a día.

Javier Andrade Silva.

DEDICATORIA.

A Dios, que, a través de mi Esposa Paola Anabel, mis padres Bertha y Pedro me brindaron todo el apoyo y la confianza durante mis estudios.

A mis hijos, Christopher y Mia, quienes con su amor y cariño son mi fuente de inspiración para nunca rendirme y superarme en el camino de la vida.

A mis hermanos, que han sido un gran baluarte, gracias por enseñarme a ser constante en la vida

Fredy Rolando Carrillo Mayanquer

INDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO 1

INTRODUCCION.....	2
OBJETIVOS.....	2
METODOLOGÍA.....	3
REVISIÓN DE LA TEORÍA DE DISEÑO SISMORESISTENTE	3
1.1 DISEÑO BASADO EN FUERZAS	3
1.1.1 Componentes horizontales de la carga sísmica (Diseño sismo resistente [NEC 2015])	3
METODOS DE DISEÑO.....	5
1.1.2 Procedimiento de cálculo del Diseño Basado en Fuerzas DBF	5
1.1.3 Diseño Directo Basado en Desplazamientos [DDBD].....	6
- Diseño Basado en Desplazamiento Directo.....	6

CAPITULO 2

CONFIGURACION ESTRUCTURAL EN PLANTA DE UN EDIFICIO	13
CONFIGURACION ESTRUCTURAL EN ELEVACION.....	15
ELEVACION DE UN EDIFICIO DE 5 PLANTAS	15
ELEVACION DE UN EDIFICIO DE 10 PLANTAS	15
2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN [NEC 2015].....	12
2.1 Diseño basado en fuerzas (DBF)	12
DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	12
2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	16
Figura de la inercia equivalente de losa maciza.	17
PLANTA DE LOSA ALIVIANADA DE 20 CM DE ESPESOR.....	18
TRANSFORMACION DE CARGAS.....	21
COLUMNAS	23
EDIFICIO DE 5 PISOS	23
EDIFICIO DE 10 PISOS	24
MODELACIÓN DE EDIFICIOS.....	25
EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO TRIDIMENSIONAL	25
EDIFICIO DE 10 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO TRIDIMENSIONAL	25
EDIFICIO DE 5 PISOS – COMPARACION MODAL.....	27
EDIFICIO DE 10 PISOS – COMPARACION MODAL.....	27
FUERZAS DE DISEÑO POR CARGAS LATERALES.....	28

EDIFICIO DE 5 PISOS	28
ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO DE 5 PISOS	28
ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO DE 10 PISOS	29
CARGA SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO	30
EDIFICIO DE 5 PISOS	30
COLUMNAS	30
VIGAS.....	31
CORTE BASAL POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	32
EDIFICIO DE 10 PISOS	34
COLUMNAS	34
VIGAS.....	36
CORTE BASAL POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	37
CONTROL DE DERIVAS INELÁSTICAS POR CADA NIVEL DE PISO	40
EDIFICIO DE 5 PISOS	42
COLUMNA INTERIORES.....	52
COLUMNA EXTERIORES.....	53
VIGAS.....	54
EDIFICIO DE 10 PISOS	56
COLUMNA INTERIORES.....	56
EDIFICIO DE 10 PISOS	63
COLUMNA EXTERIORES.....	63
ARMADO DE VIGAS PISOS 1 - 3 – 2 – 4	68
ARMADO DE VIGAS PISOS 5 – 6 – 7- 8.....	69
ARMADO DE VIGAS PISOS 9 – 10	70
DISEÑO DE VIGAS	42
DISEÑO DE COLUMNAS.....	47

CAPITULO 3

3. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN [NEC 2015].....	71
Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).....	71
DESARROLLO EDIFICIO DE 5 PISOS	73
3.1 Determinar el desplazamiento característico. (Δ_d).	74
Distorsión de la fluencia en el acero de refuerzo de la sección trasversal....	76

3.2 Estimar Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE)	77
3.3 Determinar el periodo efectivo de la estructura (T_{eff})	78
3.4 Evaluar la rigidez equivalente (K_{eff})	79
3.5 Fuerza lateral de diseño	80
3.6 Diseño de elementos estructurales	82

CAPITULO 4

ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO CON AYUDA DEL SOFTWARE RUAUMOKO CARR 2006, PARA LOS DISEÑOS SISMO-RESISTENTES NEC 2015 Y DDBD	106
4.1 PARAMETROS CONSIDERADOS EN NTHA [CARR. 2206]	110
4.2 ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO	111
4.3 PARÁMETROS DE PÓRTICO	111
4.4 NUDOS	112
4.5 ELEMENTOS	112
4.6 CARACTERISTICAS DE SECCIONES	112
4.7 PARÁMETROS DE SECCIONES	113
4.8 PROPIEDADES DE ROTULA PLÁSTICA Y FACTOR BILINEAL	114
4.9 FUERZAS Y MOMENTOS INICIALES	115
4.10 CARGAS	115
4.11 SISMO	115

CAPITULO 5

COMPARACIÓN DE DISEÑOS SISMO-RESISTENTES NEC-2015 Y DDBD, MEDIANTE UN EJEMPLO DE APLICACIÓN	118
5.1 Análisis paramétrico	118
5.2 Comparación de Fuerzas sísmicas	121
5.3 Análisis de derivas edificio de 5 pisos	122
5.3 Análisis de derivas edificio de 10 pisos	125
5.4 Verificación de Diseño mediante ANHT	128

CAPITULO 6

6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
6.2 Referencias	142

RESUMEN

Un análisis comparativo del diseño sismo-resistente de pórticos de hormigón armado, usando las dos metodologías propuestas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC 2015] Diseño de Fuerzas y por el “Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)”. En este estudio se evalúa el desempeño de las metodologías de diseño: La comparación se basa en los resultados del diseño sismo-resistente y de elementos estructurales de 2 edificios de 15 y 30 m de altura, de un uso Esencial y de oficinas, cimentados en suelo tipo D y C, respectivamente, utilizando los diferentes parámetros por cada uno de estas metodologías. Los criterios de comparación son: 1) las derivas de piso, 2) Calculo y diseño de elementos estructurales, 3) La facilidad de aplicación de los métodos.

Los analices de verificación fueron realizados mediante los resultados de analices no-lineales de historia en el tiempo, mediante la utilización de sismos a campo abierto, simulando un posible sismo con la falla que existe en la ciudad de Quito. El estudio muestra que las metodologías de diseño por DBF y por el DDBD, presentan un buen desempeño sísmico.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La investigación tiene la finalidad de establecer criterios técnicos del desempeño de los pórticos planos frente a las fuerzas laterales producidas por sismos, que son transmitidos mediante el suelo que conforma un medio elástico frente a la estructura, haciendo que estos dos últimos interactúen uno al otro produciendo múltiples daños en la estructura.

Las grandes pérdidas que han dejado sismos de alta intensidad como el del 16 de abril del 2016, en la ciudad de Pedernales, han obligado a la revisión de la filosofía de diseño actual y se empieza a tomar en cuenta la no linealidad de los materiales de forma directa en los procesos de análisis.

Esto se explica porque actualmente se diseña con un procedimiento de fuerzas, basado en un espectro de respuesta de aceleraciones, y un procedimiento basado en desplazamientos, con el que se tendría un mejor control del comportamiento estructural ante diferentes demandas sísmicas.

OBJETIVOS

El objetivo es realizar un análisis comparativo a los métodos de diseño sismo resistente que plantea la NEC 2015, entre Diseño Basado en Fuerzas DBF y el Diseño Basado en Desplazamientos.

- i) Estudiar los conceptos básicos de los dos métodos de diseños sismos resistentes.
- ii) Analizar y comparar cada una de las variables que componen los diseños sismos resistentes.
- iii) Realizar un análisis paramétrico (número de vanos, luz, número de pisos y uso de la estructura), para verificar el comportamiento de las estructuras a modelar.
- iv) Analizar la variación de desempeño de cada uno de los diseños.
- v) Ilustrar la aplicación de los dos métodos mediante un ejemplo práctico

METODOLOGÍA

Para demostrar las comparaciones de los dos métodos de diseños sismo resistente que nos plantea la norma NEC 2015, realizaremos un análisis paramétrico, de estructuras de hormigón armado 5 y 10 pisos construcciones típicas de nuestra ciudad Quito, para uso esencial y de oficinas, cimentados en suelo tipo C y D respectivamente, debido a no existan más parámetros de estudio se tanto en planta como elevación, se considera una configuración estructural regular.

Para determinar la curva de capacidad resistente, se toma el diseño definitivo de la estructura, como la geometría y el cálculo y diseño del refuerzo transversal de las secciones de los elementos estructurales, el modelaje de la estructura se ha utilizado el programa de análisis estructural SAP 2000.

REVISIÓN DE LA TEORÍA DE DISEÑO SISMORESISTENTE

1.1 DISEÑO BASADO EN FUERZAS

Una de las metodologías de diseño sismo resistente que nos presenta la [NEC 2015], es el basado en fuerzas, que lleva una comprobación de derivas de piso; la respuesta frente a un sismo es reducida por un Factor de Reducción de Resistencia Sísmica **R**, producto de recomendaciones del (UBC, 1997), que incluyen aspectos de agrupamiento de estructuración, así como penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

1.1.1 Componentes horizontales de la carga sísmica (Diseño sismo resistente (NEC, 2015))

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a . Expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

Para definir el espectro de diseño se ha considerado los criterios expuestos en la NEC 2015.

- Factor de zona sísmica (**Z**)
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de suelo F_a , F_d , F_s .

El espectro, obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico 5%.

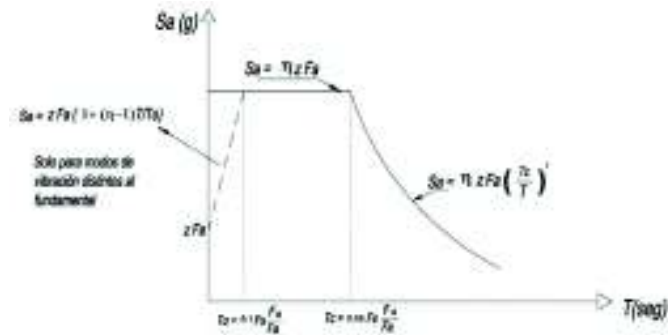


Figura 1.1 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Para determinar el Espectro de Diseño, que se muestra en la Fig.1.2, se consideró, pórticos planos de hormigón armado, donde, el valor de coeficiente "Ct", es para la ciudad de Quito, en la zona sísmica IV del Ecuador, "Z" igual a 0.4, con un perfil tipo de suelo "C".

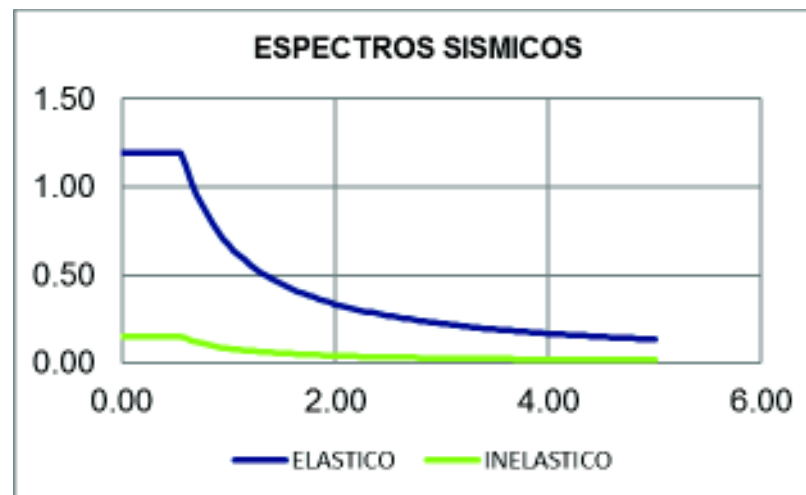


Figura 1.2 Espectro elástico de Diseño NEC 2015

METODOS DE DISEÑO

1.1.2 Procedimiento de cálculo del Diseño Basado en Fuerzas DBF

El periodo fundamental de la estructura “T” se lo determina con la ecuación 1.1

$$T = C_t h^\alpha \quad (1,1)$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (1.2)$$

El Cortante Basal, se lo obtiene usando la ecuación 1.3, donde “W” es el peso del pórtico. Se considera un factor reducción de resistencia sísmica “R” igual a 8, debido a que las estructuras en estudio son de hormigón armado de columnas y vigas descolgadas. [6.3.4 NEC 2015] Además se adoptó un valor de 1 Y 1,5 para los factores de importancia “I” para oficinas y esencial, y el valor de 1 para configuración en planta “Φp” y en elevación, “Φe”.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (1.3)$$

El valor de “Sa” se calcula con la ecuación 1.4. Según las condiciones dadas, el valor máximo es de nzFa.

$$S_a = \eta * z * F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad (1.4)$$

El Cortante Basal, debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x} \quad (1.5)$$

Con la geometría del pórtico, inercias agrietadas y fuerzas laterales sísmicas distribuidas en los nudos, se procedió a calcular los desplazamientos, y las derivas de piso “ Δe ”.

$$\Delta_e = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_x} \quad (1.7)$$

La revisión de las derivas de piso se lo hace con la respuesta máxima inelástica en derivas de piso “ ΔM ” de la estructura.

$$\Delta M = 0,75R \Delta e. \quad (1.8)$$

Si “ ΔM ” es mayor a 2%, se debe rediseñar la estructura, aumentando las dimensiones de los elementos.

1.1.3 Diseño Directo Basado en Desplazamientos [DDBD]

El método [DDBD] constituye una alternativa al método del [DBF] para el diseñador, estos métodos de diseño sismo resistente que presenta la (NEC, 2015).

En los últimos años se ha estado implementando el diseño basado en desplazamiento dentro del diseño sísmico de puentes y edificios (Kowalsky, 2000) La razón de adoptar este procedimiento obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente con límites de resistencia. Dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques:

- Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

El procedimiento basado en desplazamiento directo, se deriva en gran medida del método de la estructura substituta desarrollado por (Gulkan y Sozen, 1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer al miembro de las características apropiadas, en cuanto a tamaño de la sección y cantidad de refuerzo y detallado, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño. Dentro de este

procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento característico (Target displacement).

Para el diseño con DDBD se consideró derivas para un nivel de desempeño esperado (sismo raro con un periodo de retorno medio de 475 y 2475 años), de acuerdo con la relación altura/longitud del pórtico analizado. Los valores de deriva máxima en los pórticos de diseño, deriva se define como la relación entre desplazamiento relativo de un piso con respecto al piso inferior ($d_i - d_{i-1}$) Ec3.1. El procedimiento del método DDBD para un sistema de un grado de libertad se lo realiza de la siguiente manera.

$$d_i = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_i} \quad (1.9)$$

El procedimiento del método DDBD para un sistema de un grado de libertad Figura1.3 se lo realiza de siguiente manera.

1. Determinar el desplazamiento característico. [Δ_d].
2. Estimar Amortiguamiento Viscoso Equivalente [AVE].
3. Determinar el periodo efectivo de la estructura [T_{eff}].
4. Evaluar la rigidez equivalente [K_{eff}]
5. Cortante de diseño [V_b].

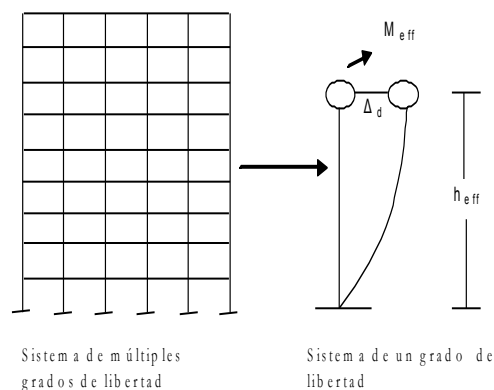


Figura.1.3 Estructura Substituta

Determinar el desplazamiento característico. [Δ_d].

El perfil de desplazamientos característico puede ser determinado, en función de las derivas de piso “ θ_d ”, que se espera no superen a las recomendadas según el NEC-2015, que es de 2%, y por diseño por desempeño se considera el 1.5%..

Se calcula los desplazamientos por piso “ δ_i ”, en base a las derivas asumidas “ θ_d ” y a la altura de entrepiso “ h_i ” en función del número de pisos “ n ”

$$\delta_i = \theta_d h_i \quad n < 4 \quad (1.10)$$

$$\delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)}{16} \frac{h_i}{h_n} \right) \quad 4 < n < 20$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad n > 4 \quad (1.11)$$

$$\delta_i = \theta_d h_i \left(1 - 0.5 \frac{h_i}{h_n} \right) \quad n > 20 \quad (1.12)$$

Con los desplazamientos “ δ_i ” y las masas “ m_i ” por pisos, se calcula el desplazamiento característico del sistema.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (1.13)$$

Se calcula la masa efectiva “ m_{eff} ” de la estructura substituta con la ecuación 1.14, que actuará a una altura efectiva, la misma que aproximadamente según Sullivan [2002] es el 70% de la masa total de la estructura.

$$m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (1.14)$$

La altura efectiva “heff”, es aproximadamente 0.6 a 0.7 la altura total del pórtico según Priestley y Kowalsky [2000], la misma que se la obtiene en función de las masas y desplazamientos por cada piso.

$$h_{eff} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \right) \quad (1.15)$$

Para pórticos de concreto reforzado, la deriva de fluencia “ θ_y ” es obtenida directamente de la expresión desarrollada por Priestley y Kowalsky [2000]. Donde “ l_b ” es el claro y “ h_b ” es el peralte de la viga del primer piso que puede ser aproximada a 0.15 la altura del primer piso. Esta ecuación fue asumida, en resultado de investigaciones previas que muestran pruebas experimentales en las que los resultados son satisfactorios.

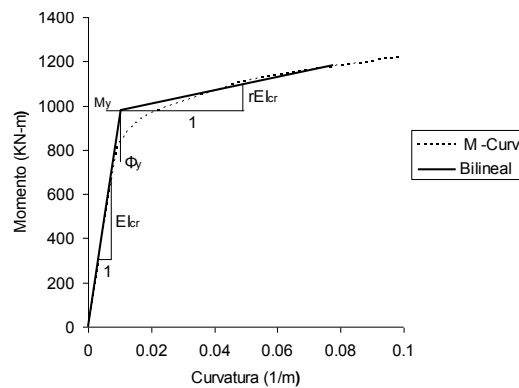


Figura.2.1 Diagrama momento curvatura de la sección transversal

$$\theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y l_b}{h_b} \quad (1.16)$$

Para encontrar el desplazamiento de fluencia “ Δy ”, se multiplica la deriva de fluencia por la altura efectiva del sistema de un grado de libertad.

$$\Delta y = \theta_y * h_{eff} \quad (1.17)$$

La ductilidad “ μ ” es un indicador de daño y disipación de la energía en la estructura, se calcula dividiendo el desplazamiento del sistema para el desplazamiento de fluencia usando la ecuación 1.18, pero también se puede calcular dividiendo la deriva del sistema para la deriva de fluencia, usando la ecuación 1.19.

$$\mu = \Delta t / \Delta y \quad (1.18)$$

$$\mu = \theta d / \theta y \quad (1.19)$$

Una vez conocida la ductilidad del pórtico se procede a calcular el amortiguamiento viscoso equivalente “ ξ_{eq} ”, mediante la ecuación deducida por Dwairi [2004].

$$\xi_{eq} = \xi_v + C_{LT} \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad (1.20)$$

En donde para pórticos de concreto $C_{LT} = 65$, mientras que el amortiguamiento viscoso elástico “ ξ_v ” es 5% .

Con el desplazamiento característico del sistema, y el valor del amortiguamiento viscoso equivalente, se procede a leer el periodo equivalente en la Fig.1.2, en el espectro de desplazamientos, propuesto por Dwairi y Kowalsky [2004].

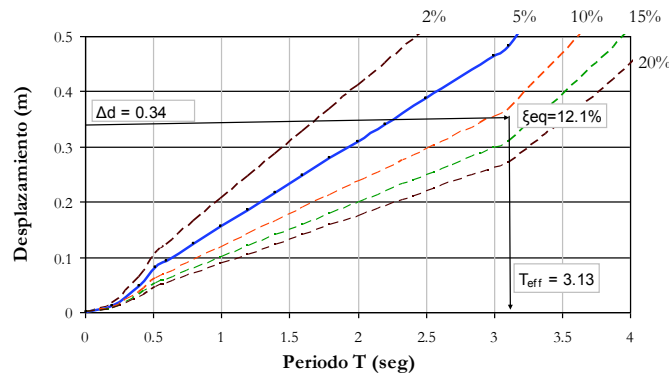


Figura 1.2 Espectro de desplazamientos con varios amortiguamientos.

El espectro de desplazamientos se lo obtuvo a partir del espectro NEC 2015, transformando las aceleraciones a desplazamientos con la ecuación 1.21, quedando el espectro de desplazamientos para un 5% de amortiguamiento. El mismo espectro para diferentes niveles de amortiguamiento, se lo hace con la ecuación 1.22 del Euro código 8 CEN [1996].

$$Sd = \frac{Sa}{W^2} = \frac{Sa}{\left(\frac{2\pi}{T} \right)^2} \quad (1.21)$$

Usando el periodo y masa equivalente de las estructura, la rigidez efectiva K_{eff} puede ser fácilmente calculada:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (1.22)$$

Se calcula el cortante basal “ V_{basal} ”, multiplicando la rigidez efectiva por el desplazamiento de diseño.

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_T \quad (1.23)$$

CAPÍTULO 2

2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN [NEC 2015]

2.1 Diseño basado en fuerzas (DBF)

DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

Para la obtención de la acción sísmica, se debe obtener las fuerzas laterales que se obtienen de distribuir el cortante basal de diseño en el edificio, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015.

CORTANTE BASAL DE DISEÑO
$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \varphi_P \cdot \varphi_E} \cdot W \quad (2.1)$$

Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura es de uso de oficinas y esencial **I= 1 y 1.5** Tabla (2.9) de la NEC 2015

Aceleración Espectral S_a , correspondiente al espectro elástico para el diseño, aplicando las siguientes formulas.

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.2)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T \geq T_c \quad (2.3)$$

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Zona Sísmica **V** (donde se construirá la estructura; en la ciudad de Quito).

Factor de Zona **Z= 0.4** amenaza sísmica alta Tabla (1) de la NEC.

Perfil de suelo **C** para gran parte de los suelos de Quito Tabla (10.5.2) de la NEC.

Razón entre la ampliación espectral $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra

Factores de Tipo de Suelo

F_a= 1.2 Tabla (3) de la NEC.

F_d= 1.11 Tabla (4) de la NEC.

F_s= 1.11 Tabla (5) de la NEC.

Factor de reducción de respuesta **R**= 8 Tabla (15) de la NEC.

Factor de configuración en planta **Φ_P**= 1 Tabla (11) de la NEC.

Factor de configuración en elevación **Φ_E**= 1 Tabla (11) de la NEC.

Carga reactiva por sismo = **W** Carga muerta total.

Determinamos los valores de **T_c** y **T_L**.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2.4)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (2.5)$$

T_c= 0.565

T_L= 2.66

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Periodo de Vibración $T = C_t h_n^\alpha \quad (2.6)$

Para edificios a porticados de hormigón armado sin muros estructurales

Coefficiente que depende del tipo de edificio **C_t**= 0.055 **α**= 0.9

Altura máxima para el edificio de 5 pisos **h_n**= 15 m

$$T = 0.055 (15)^{0.9} = 0.629 \text{ segundos}$$

Altura máxima para el edificio de 10 pisos **h_n**= 30 m

$$T = 0.055 (30)^{0.9} = 1.174 \text{ segundos}$$

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA DE UN EDIFICIO

La ciudad de Quito está ubicada en sobre una larga falla geológica de 35 K, y en caso de un posible sismo las estructuras más vulnerables serias los edificios generalizados de 5 y de 10 pisos, la utilización de esta geometría regular es estudiar las estructuras sin muchos parámetros que interfieran en los resultados.

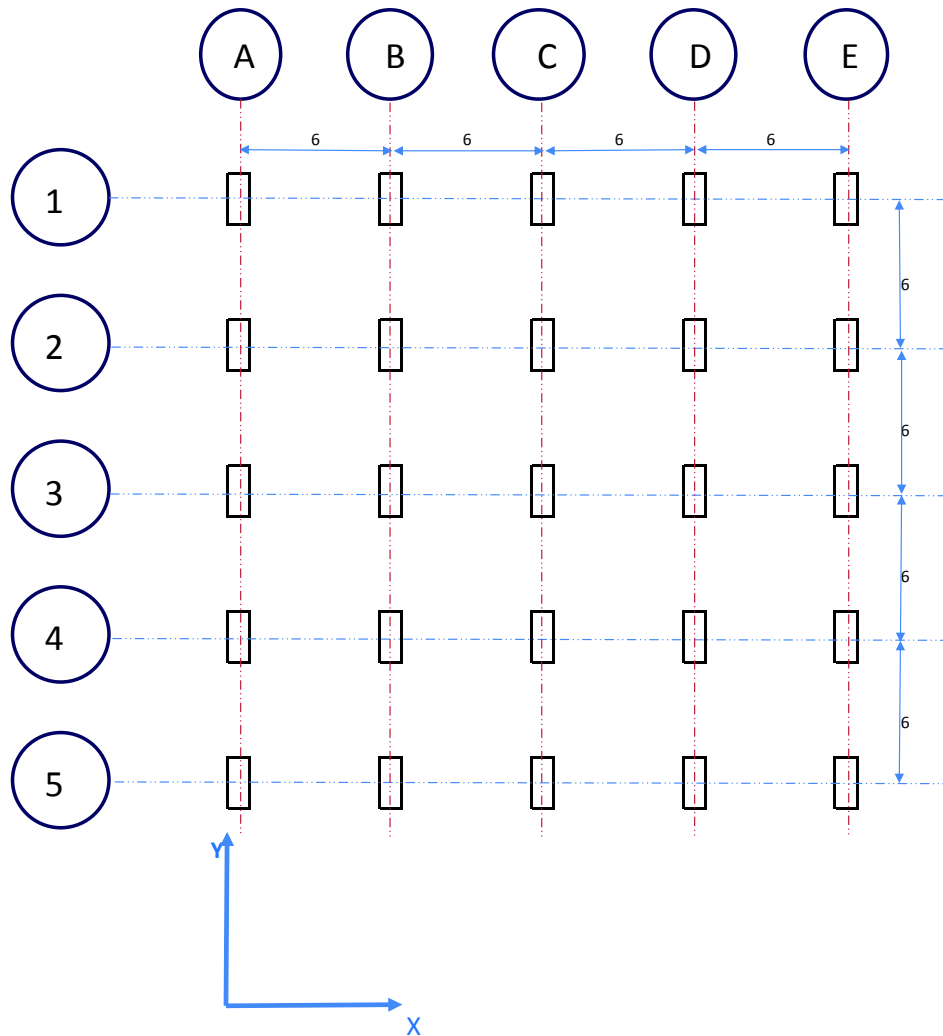
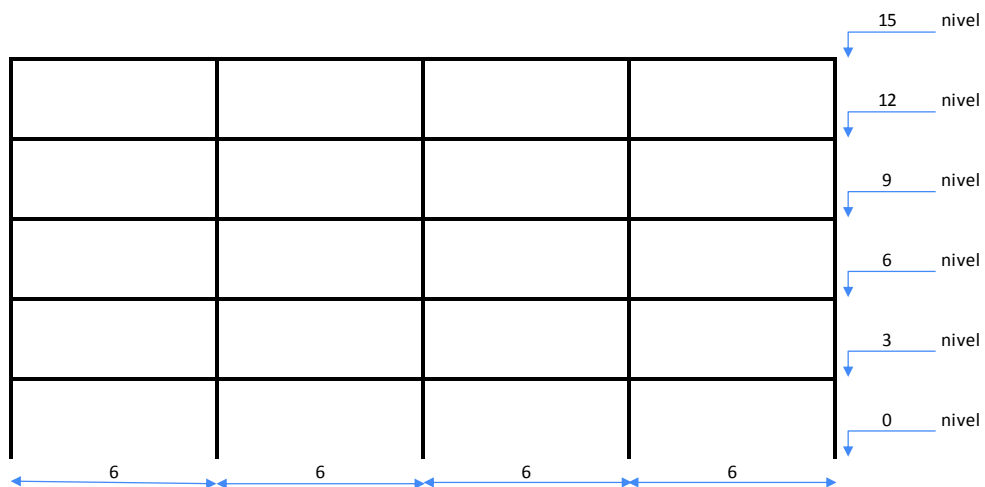


Figura 2.1 Planta del edificio

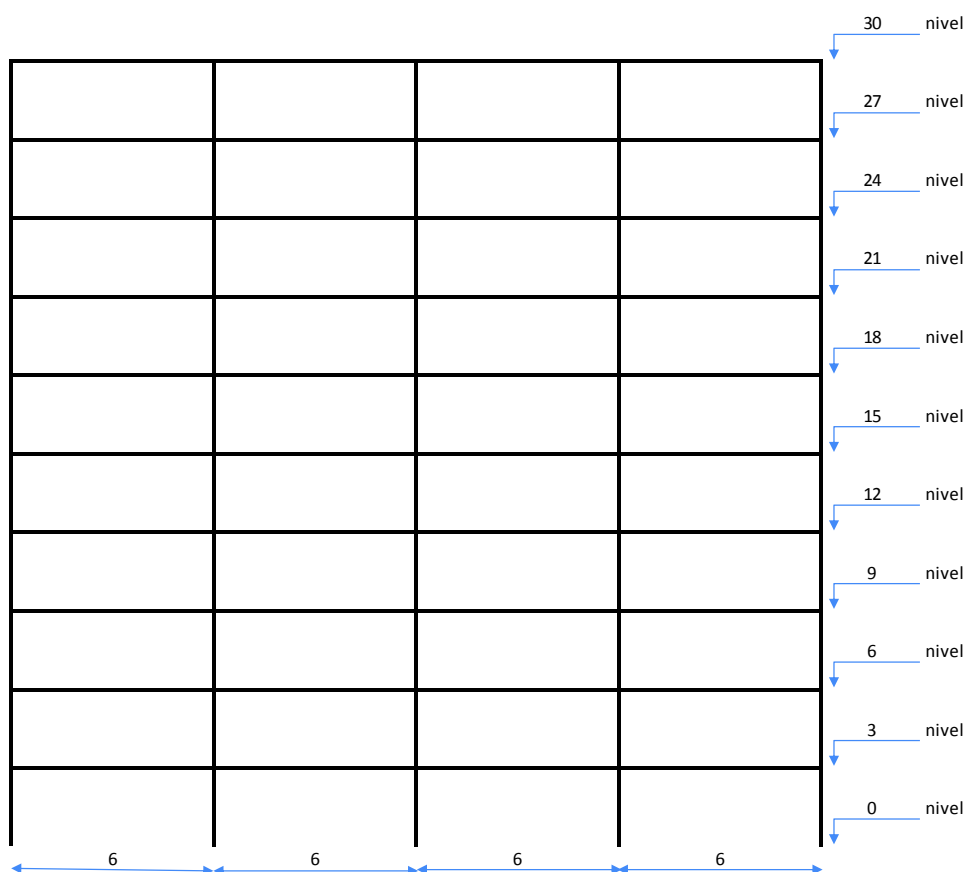
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Los edificios están definidos por 4 vanos de 6 m de luz en cada una de las dos direcciones, un edificio de cinco pisos, y el otro de 10 pisos, cada uno con una altura de entrepiso de 3 m.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACION.



ELEVACIÓN DE UN EDIFICIO DE 5 PLANTAS



ELEVACION DE UN EDIFICIO DE 10 PLANTAS

Figura 2.2 Elevación de los edificios

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Losas. - Las edificaciones en este trabajo de investigación se consideran.

- Las vigas en los cuatro bordes de todos los vanos, exteriores e interiores.
- La utilización de vigas descolgadas con un peralte aproximado a 3 veces el espesor de la losa.
- Todas las vigas sirven como apoyo de las losa evitando el punzonamiento sobre las columnas.
- Con la relación de inercia de la viga y la inercia de la losa, se verifica el comportamiento de la losa del parámetro “alfa”.

Para determinar el espesor mínimo h para losas macizas se utiliza la ecuación, según el ACI-318.

$$h_{min} = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_m - 0.2)} \quad (2.7)$$

- Peralte o espesor de la losa maciza h_{min}
- Luz libre en la dirección del panel $l_n = 6 \text{ m}$
- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de forma del panel $\beta = 1$
- Promedio de los valores , $\alpha_m > 2$

La ecuación es más severa cuando $\alpha_m = 0.2$.

$$h_{min} = \frac{6 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 5 \times 1 (0.2 - 0.2)} = \frac{6 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36} = 18.33 \text{ cm}$$

Asumimos un espesor de la losa alivianada de 20 cm, calculamos la inercia equivalente de losa maciza, para verificar que el espesor de la losa alivianada cumple con el requisito. Los alivianamientos con bloques de 40 cm x 20 cm x 15 cm y un espesor de loseta de 5 cm.

Figura de la inercia equivalente de losa maciza.

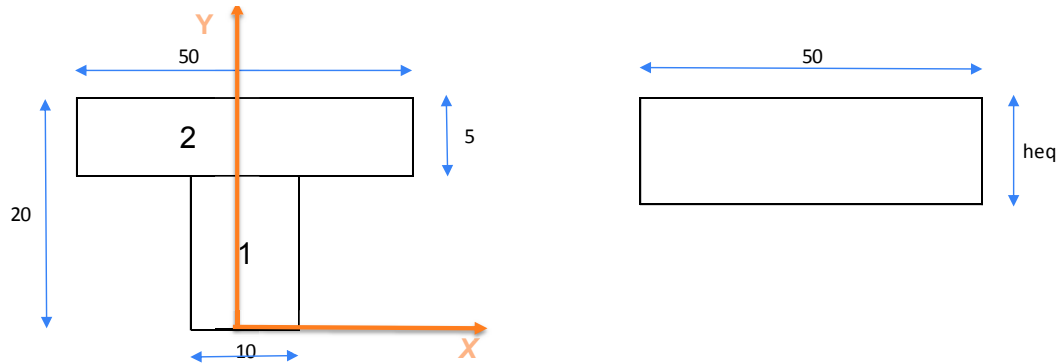


Figura 2.3 Figuras de la Inercia equivalentes a losa maciza

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Calculo de la inercia con respecto al centro de gravedad respecto al eje y

$Y_c = 13.75 \text{ cm}$

$I_{1c} = 8671.875 \text{ cm}^4$

$I_{2c} = 4036.458 \text{ cm}^4$

$I_{xc} = 12708.33 \text{ cm}^4$

$$I = \frac{b * h e^3}{12}$$

$$h e = \sqrt[3]{\frac{I * 12}{b}} \quad (2.8)$$

Para una losa de 20 cm $h e = 14.5 \text{ cm}$.

Para una losa de 25 cm $h e = 18.6 \text{ cm}$.

Edificio de 5 Pisos

Edificio de 10 Pisos

PLANTA DE LOSA ALIVIANADA DE 20 CM DE ESPESOR

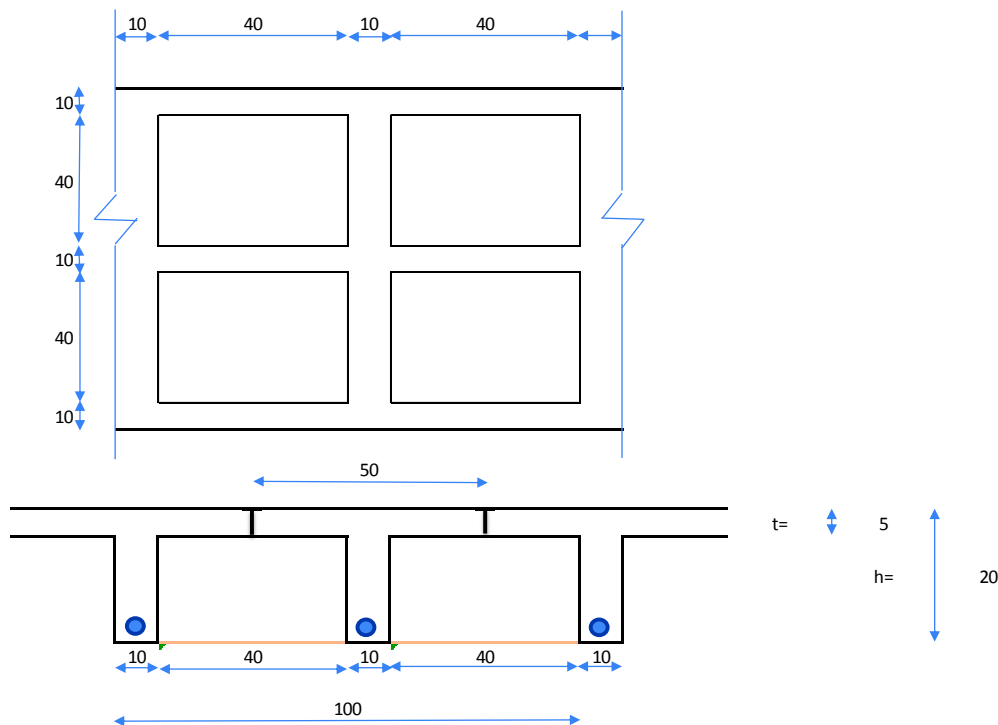


Figura 2.4 Figuras de losa alivianadas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CONDICIONES DE CARGAS							
EDIFICIO 5 PISOS LOSA DE 20 CM							
PESO DE LOSA							
	Cantidad	L(m)	a(m)	h(m)	V (m3)	Peso esp. (T/m3)	Peso (T)
CAPA DE COMPRESIÓN	1	1.0	1.0	0.05	0.05	2.4	0.120
NERVIO X-X	2	1.0	0.1	0.15	0.03	2.4	0.072
NERVIO Y-Y	2	0.8	0.1	0.15	0.024	2.4	0.058
PESO DE LOS BLOQUES	8	0.4	0.2	0.15	0.096	1.5	0.144
PESO TOTAL DE LOSA							✓ 0.394

Tabla 2.1 Condiciones de Carga losa 20 cm Edificio de 5 Pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CONDICIONES DE CARGAS							
EDIFICIO 10 PISOS LOSA DE 25 CM							
PESO DE LOSA							
	Cantidad	L(m)	a(m)	h(m)	V (m3)	Peso esp. (T/m3)	Peso (T)
CAPA DE COMPRESIÓN	1	1.0	1.0	0.05	0.05	2.4	0.120
NERVIO X-X	2	1.0	0.1	0.20	0.04	2.4	0.096
NERVIO Y-Y	2	0.8	0.1	0.20	0.032	2.4	0.077
PESO DE LOS BLOQUES	8	0.4	0.2	0.20	0.128	1.5	0.192
PESO TOTAL DE LOSA							✓ 0.485

Tabla 2.2 Condiciones de Carga losa 25 cm Edificio de 10 Pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CARGA MUERTA PERMANENTE		
	ENTRE PISO	CUBIERTA
	W (kg)	W (kg)
MAPOSTERIA	100	50
MASILLADO y ENLUCIDOS	100	100
ACABADOS	60	
TOTAL CM. PERMANENTE	✓ 260	✓ 150

Tabla 2.3 Carga muerte Permanente

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

SOBRE CARGA		
	ENTRE PISO	CUBIERTA
UBICACIÓN	kg/m2	kg/m2
OFICINAS	250	150
SALA QUIROFANOS, LAB	290	
SALA PACIENTES	200	
CORREDORES PISOS	400	

Tabla 2.4 Sobre Carga

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

PESO DE VIGAS								
	Cantidad	L(m)	a(m)	h(m)	V (m3)	Peso esp. (T/m3)	Peso (T)	
SENTIDO X-X	20	5.6	0.3	0.6	20.16	2.4	48.384	
SENTIDO Y-Y	20	5.6	0.3	0.6	20.16	2.4	48.384	
PESO TOTAL DE VIGAS							✓	96.768

AREA DE CALCULO 24 24 576

PESO DE VIGAS ✓ 0.168

Tabla 2.5 Peso de Vigas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Se calcula la carga última W_u , considerando una mayoración del 30% por la acción sísmica:

$$W_u = 1.3 * (1.4 * C_M + 1.7 * C_V) \quad (2.9)$$

VIGAS

CARGA VIVA ENTREPISOS	0.29	T/m2	CV=	0.29	T/m2
PESO PROPIO DE LOSA + CARGA PERMANENTE ENTREPISO	0.654	T/m2	CM=	0.822	T/m2
CARGA VIVA EN CUBIERTA	0.15	T/m2	CV=	0.15	T/m2
PESO PROPIO DE LOSA + CARGA PERMANENTE CUBIERTA	0.544	T/m2	CM=	0.712	T/m2
PESO DE VIGAS	0.168	T/m2			

ENTREPISO

$$W_u = 1.3 * (1.4 * 0.822 + 1.7 * 0.29) = 2.14 \text{ T/m}^2$$

CUBIERTA

$$W_u = 1.3 * (1.4 * 0.712 + 1.7 * 0.15) = 1.63 \text{ T/m}^2$$

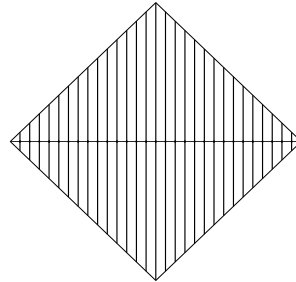
En el código ACI utilizamos métodos aproximados para el diseño de vigas continuas, para obtener momentos flectores, mientras la edificación tenga vanos y alturas de entrepiso similares. Para lo que tenemos que transformar las cargas triangulares en cargas uniformes distribuidas que actúan sobre las vidas.

$$W = \frac{q * s}{3} \quad (2.10)$$

$$W = \frac{2.1 * 6}{3} = 4.28 \text{ T/m}^2$$

Como son dos lados seria $8.56T/m^2$

CARGA ACTUANTE



CARGA EQUIVALENTE

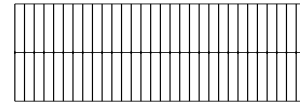


Figura 2.5 Cargas Actuantes – Cargas Equivalentes

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

TRANSFORMACION DE CARGAS

$$W = \frac{q * s}{3}$$

Calculamos momentos flectores para el pórtico 3

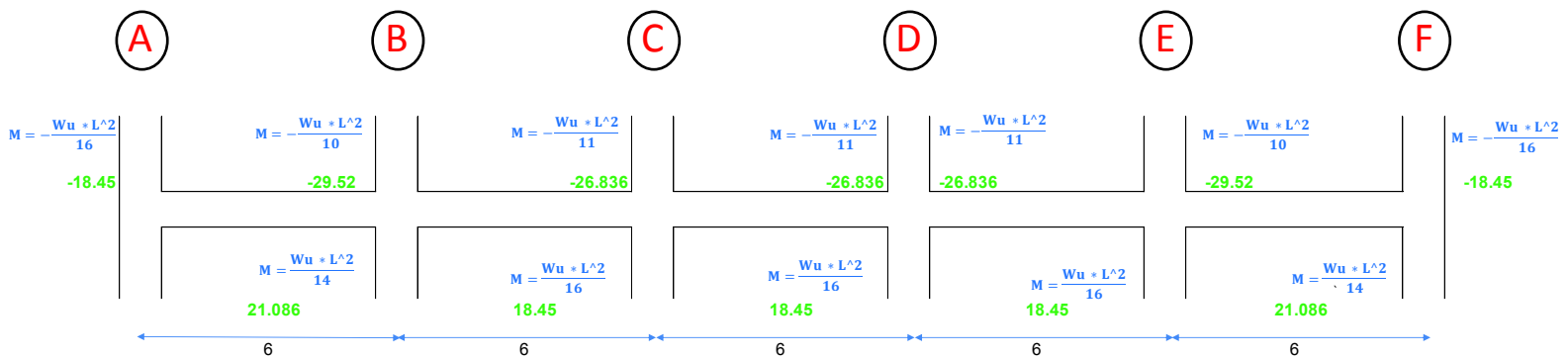


Figura 2.6 Calculo de momentos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Diseñamos la viga para el momento flector máximo de 29.52 T-m y adoptamos un

$$\rho = 1.1 \%$$

$$W = \rho \frac{fy}{f'c} \quad (2.11)$$

$$W = 0.011 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} = 0.22$$

$$M_R = b * d^2 * f'c * W * (1 - 0.59 * W) \quad (2.12)$$

$$\frac{M_U}{\phi} = M_R \quad (2.13)$$

$$\frac{M_U}{\phi} = M_R = b * (2b)^2 * f'c * W * (1 - 0.59 * W)$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{M_U}{4 * \phi * f'c * W * (1 - 0.59 * W)}}$$

$$b = 27.32 \text{ cm}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS: Se desarrolla de acuerdo a los apuntes de clases de Hormigón Armado impartido por Ing. Patricio Placencia.

$$P_b \cong \frac{P_o}{3}$$

$$P_u \leq P_b \leq \frac{P_o}{3}$$

$$P_u \leq \frac{1}{3} (0,85 f'c A_g + A_s f_y)$$

$$P_u \leq \frac{1}{3} (0,85 * 210 A_g + 0,015 A_g * 4200)$$

$$3P_u \leq (178 A_g + 63 A_g)$$

$$A_g = \frac{(P_u)}{80}$$

2.14

P= Kilogramos

Ag= cm²

COLUMNAS

EDIFICIO DE 5 PISOS

COLUMNA	NIVEL	AREA COOPERANTE			Wu (T/m ²)	Pu Parcial Kg	Pu Acumuladas Kg	$Ag = \frac{Pu}{80}$ cm ²	SECCION		
		DIMENSIONES		Area m ²					Calculado	Asumido	Asumido
		L (m)	A (m)								
A1	12	3	3	9	1.63	14670	14670	183.38	13.54	40	40
	9	3	3	9	2.05	18450	33120	414	20.35	40	40
	6	3	3	9	2.05	18450	51570	644.63	25.39	40	40
	3	3	3	9	2.05	18450	70020	875.25	29.58	50	50
	0	3	3	9	2.05	18450	88470	1105.88	33.25	50	50

COLUMNA	NIVEL	AREA COOPERANTE			Wu (T/m ²)	Pu Parcial Kg	Pu Acumuladas Kg	$Ag = \frac{Pu}{80}$ cm ²	SECCION		
		DIMENSIONES		Area m ²					Calculado	Asumido	Asumido
		L (m)	A (m)								
A2	12	6	3	18	1.63	29340	29340	366.75	19.15	40	40
	9	6	3	18	2.05	36900	66240	828	28.77	45	45
	6	6	3	18	2.05	36900	103140	1289.25	35.91	45	45
	3	6	3	18	2.05	36900	140040	1750.5	41.84	55	55
	0	6	3	18	2.05	36900	176940	2211.75	47.03	55	55

COLUMNA	NIVEL	AREA COOPERANTE			Wu (T/m ²)	Pu Parcial Kg	Pu Acumuladas Kg	$Ag = \frac{Pu}{80}$ cm ²	SECCION		
		DIMENSIONES		Area m ²					Calculado	Asumido	Asumido
		L (m)	A (m)								
B1	12	6	3	18	1.63	29340	29340	366.75	19.15	40	40
	9	6	3	18	2.05	36900	66240	828	28.77	45	45
	6	6	3	18	2.05	36900	103140	1289.25	35.91	45	45
	3	6	3	18	2.05	36900	140040	1750.5	41.84	55	55
	0	6	3	18	2.05	36900	176940	2211.75	47.03	55	55

COLUMNA	NIVEL	AREA COOPERANTE			Wu (T/m ²)	Pu Parcial Kg	Pu Acumuladas Kg	$Ag = \frac{Pu}{80}$ cm ²	SECCION		
		DIMENSIONES		Area m ²					Calculado	Asumido	Asumido
		L (m)	A (m)								
B2	12	6	6	36	1.63	58680	58680	733.5	27.08	50	50
	9	6	6	36	2.05	73800	132480	1656	40.69	60	60
	6	6	6	36	2.05	73800	206280	2578.5	50.78	60	60
	3	6	6	36	2.05	73800	280080	3501	59.17	70	70
	0	6	6	36	2.05	73800	353880	4423.5	66.51	70	70

Tabla 2.6 Diseño de columnas para un edificio de 5 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

EDIFICIO DE 10 PISOS

COLUMNA	NIVEL	AREA COOPERANTE			Wu (T/m2)	Pu Parcial Kg	Pu Acumuladas Kg	$Ag = \frac{Pu}{80}$ cm2	SECCION		
		DIMENSIONES		Area m2					Calculado	Asumido	Asumido
		L (m)	A (m)								
A1	27	3	3	9	1.87	16830	16830	210.38	14.5	40	40
	24	3	3	9	2.29	20610	37440	468	21.63	40	40
	21	3	3	9	2.29	20610	58050	725.63	26.94	45	45
	18	3	3	9	2.29	20610	78660	983.25	31.36	45	45
	15	3	3	9	2.29	20610	99270	1240.88	35.23	50	50
	12	3	3	9	2.29	20610	119880	1498.5	38.71	50	50
	9	3	3	9	2.29	20610	140490	1756.13	41.91	55	55
	6	3	3	9	2.29	20610	161100	2013.75	44.87	55	55
	3	3	3	9	2.29	20610	181710	2271.38	47.66	60	60
0	3	3	9	2.29	20610	202320	2529	50.29	60	60	
A2	27	6	3	18	1.87	33660	33660	420.75	20.51	60	60
	24	6	3	18	2.29	41220	74880	936	30.59	60	60
	21	6	3	18	2.29	41220	116100	1451.25	38.1	65	65
	18	6	3	18	2.29	41220	157320	1966.5	44.35	65	65
	15	6	3	18	2.29	41220	198540	2481.75	49.82	70	70
	12	6	3	18	2.29	41220	239760	2997	54.74	70	70
	9	6	3	18	2.29	41220	280980	3512.25	59.26	75	75
	6	6	3	18	2.29	41220	322200	4027.5	63.46	75	75
	3	6	3	18	2.29	41220	363420	4542.75	67.4	80	80
0	6	3	18	2.29	41220	404640	5058	71.12	80	80	
B1	27	6	3	18	1.87	33660	33660	420.75	20.51	60	60
	24	6	3	18	2.29	41220	74880	936	30.59	60	60
	21	6	3	18	2.29	41220	116100	1451.25	38.1	65	65
	18	6	3	18	2.29	41220	157320	1966.5	44.35	65	65
	15	6	3	18	2.29	41220	198540	2481.75	49.82	70	70
	12	6	3	18	2.29	41220	239760	2997	54.74	70	70
	9	6	3	18	2.29	41220	280980	3512.25	59.26	75	75
	6	6	3	18	2.29	41220	322200	4027.5	63.46	75	75
	3	6	3	18	2.29	41220	363420	4542.75	67.4	80	80
0	6	3	18	2.29	41220	404640	5058	71.12	80	80	
B2	27	6	6	36	1.87	67320	67320	841.5	29.01	70	70
	24	6	6	36	2.29	82440	149760	1872	43.27	70	70
	21	6	6	36	2.29	82440	232200	2902.5	53.87	80	80
	18	6	6	36	2.29	82440	314640	3933	62.71	80	80
	15	6	6	36	2.29	82440	397080	4963.5	70.45	90	90
	12	6	6	36	2.29	82440	479520	5994	77.42	90	90
	9	6	6	36	2.29	82440	561960	7024.5	83.81	100	100
	6	6	6	36	2.29	82440	644400	8055	89.75	100	100
	3	6	6	36	2.29	82440	726840	9085.5	95.32	110	110
0	6	6	36	2.29	82440	809280	10116	100.58	110	110	

Tabla 2.7 Diseño de columnas para un edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

MODELACIÓN DE EDIFICIOS.

Todo proyecto de estructuras, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado.

Para determinar los esfuerzos y deformaciones en las edificaciones se utilizan técnicas de análisis matricial por el método de elementos finitos, los cálculos numéricos son solventados por el programa SAP 2000 para el análisis dinámico espectral.

Considerando las siguientes características:

- Resistencia específica a la fluencia del refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia específica a la compresión del hormigón $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico del hormigón $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$
- Módulo de Poisson $\nu = 0.2$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad para el hormigón $E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} = 218819.79 \text{ Kg/cm}^2$.
- Inercias agrietadas $0.5 I_g$ vigas, $0.8 I_g$ columnas.
- Inercias agrietadas $0.6 I_g$ muros estructurales.

EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO TRIDIMENSIONAL

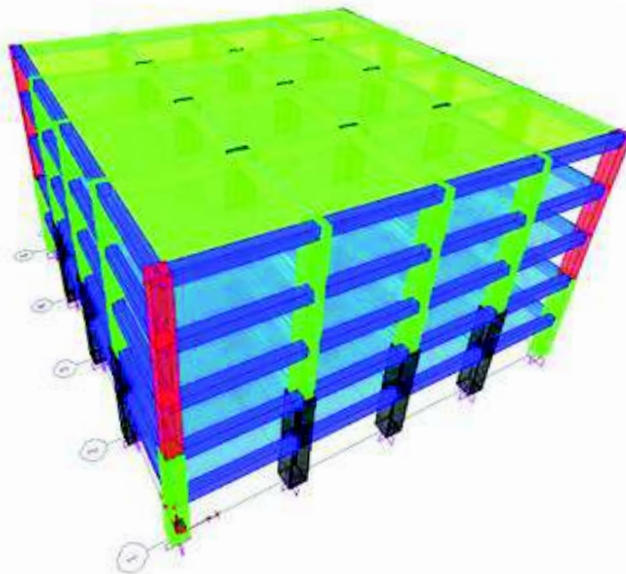


Figura 2.7 Edificio de 5 Pisos – Tridimensional

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Establecida la geometría del edificio, las propiedades de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales, columnas, vigas, losas, tenemos el siguiente modelo.

EDIFICIO DE 10 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO TRIDIMENSIONAL

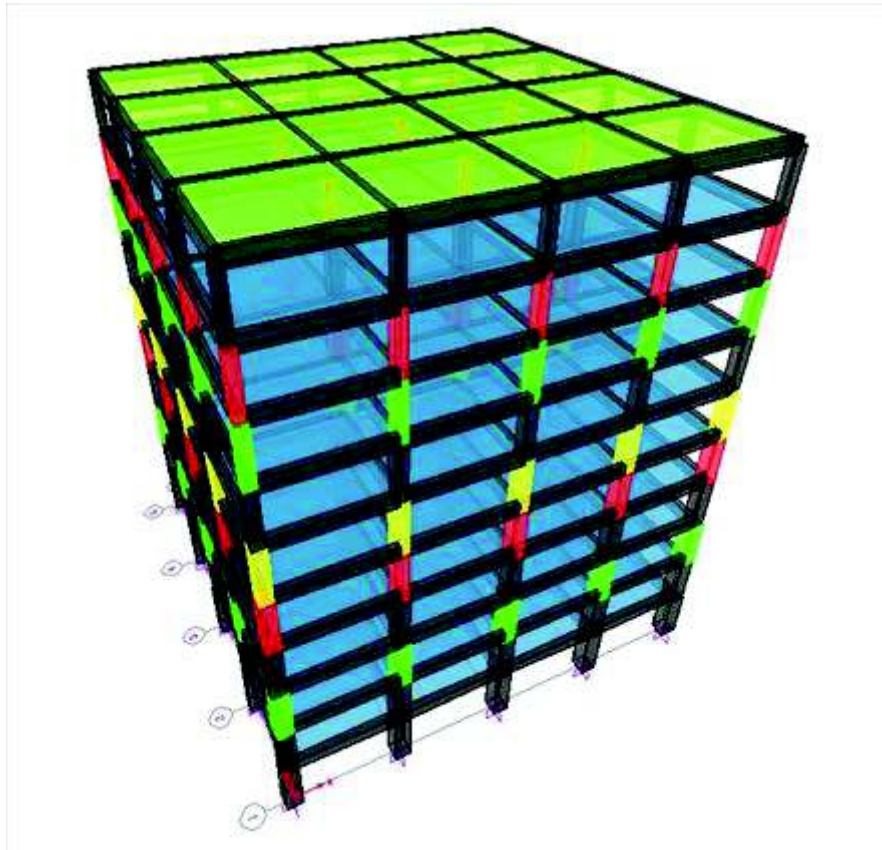


Figura 2.8 Edificio de 10 Pisos – Tridimensional

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

EDIFICIO DE 5 PISOS – COMPARACIÓN MODAL

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepNum Unitless	Period Sec	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	COMPROBACION			
					SUMATORIA	RX	RY	RZ
1	0.628807	0.003	0.0565	0	0.0595	5.04%	94.96%	0.00%
2	0.628807	0.0565	0.003	2.92E-20	0.0595	94.96%	5.04%	0.00%
3	0.555995	4.305E-18	1.24E-18	0.7862	0.7862	0.00%	0.00%	1321.34%
4	0.195305	0.0016	0.1176	1.37E-16	0.1192	2.69%	197.65%	0.00%
5	0.195305	0.1176	0.0016	7.02E-17	0.1192	197.65%	2.69%	0.00%
6	0.173426	7.118E-14	1.15E-14	0.1204	0.1204	0.00%	0.00%	202.35%
7	0.097657	0.0001525	0.0284	1.16E-13	0.0285525	0.26%	47.73%	0.00%
8	0.097657	0.0284	0.000152	6.05E-14	0.0285524	47.73%	0.26%	0.00%
9	0.089393	8.739E-12	2.89E-13	0.053	0.053	0.00%	0.00%	89.08%
10	0.064935	4.826E-17	1.22E-15	1.52E-15	2.787E-15	0.00%	0.00%	0.00%
11	0.064185	0.1109	0.0645	6.35E-18	0.1754	186.39%	108.40%	0.00%
12	0.064185	0.0645	0.1109	9E-15	0.1754	108.40%	186.39%	0.00%

Tabla 2.8 Edificio de 5 Pisos – comprobación modal

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

EDIFICIO DE 10 PISOS – COMPARACIÓN MODAL

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepNum Unitless	Period Sec	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	COMPROBACION			
					SUMATORIA	RX	RY	RZ
1	1.154443	0.0004278	0.1393	0	0.1397278	0.31%	99.69%	0.00%
2	1.154443	0.1393	0.000428	1.45E-20	0.1397278	99.69%	0.31%	0.00%
3	1.024638	3.869E-19	1.91E-20	0.7733	0.7733	0.00%	0.00%	553.43%
4	0.379756	0.2732	0.0017	7.35E-17	0.2749	195.52%	1.22%	0.00%
5	0.379756	0.0017	0.2732	9.7E-18	0.2749	1.22%	195.52%	0.00%
6	0.345618	5.712E-18	1.18E-16	0.1061	0.1061	0.00%	0.00%	75.93%
7	0.211586	0.0287	0.007	2.27E-16	0.0357	20.54%	5.01%	0.00%
8	0.211586	0.007	0.0287	2.06E-16	0.0357	5.01%	20.54%	0.00%
9	0.196818	2.048E-15	6.24E-15	0.043	0.043	0.00%	0.00%	30.77%
10	0.140114	0.0582	0.0035	6.02E-15	0.0617	41.65%	2.50%	0.00%
11	0.140114	0.0035	0.0582	4.39E-15	0.0617	2.50%	41.65%	0.00%
12	0.133542	2.636E-13	1.05E-15	0.0242	0.0242	0.00%	0.00%	17.32%

Tabla 2.9 Edificio de 5 Pisos – comprobación modal

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

La configuración estructural de estas estructuras de Hormigón Armado es la esperada, debido a que se muestra los dos primeros modos son trasnacionales y el tercero es rotacional.

FUERZAS DE DISEÑO POR CARGAS LATERALES.

Para las fuerzas laterales de diseño, se necesita representar las sollicitaciones sísmicas, para lo que determinamos>

El espectro de diseño “ $S_a(T)$ ”

El periodo de vibración “ T ”

El cortante basal “ V ”

EDIFICIO DE 5 PISOS

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T \geq T_c$$

$$T = C_t * h_n^\alpha = 0.055 (15)^{0.9} = 0.629 \text{ segundos}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.698$$

$$T = 0.629 < T_c = 0.698$$

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * = 1.19$$

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W = \frac{1.5 * 1.069}{8 * 1 * 1} * W = 0.223 * W$$

ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO DE 5 PISOS

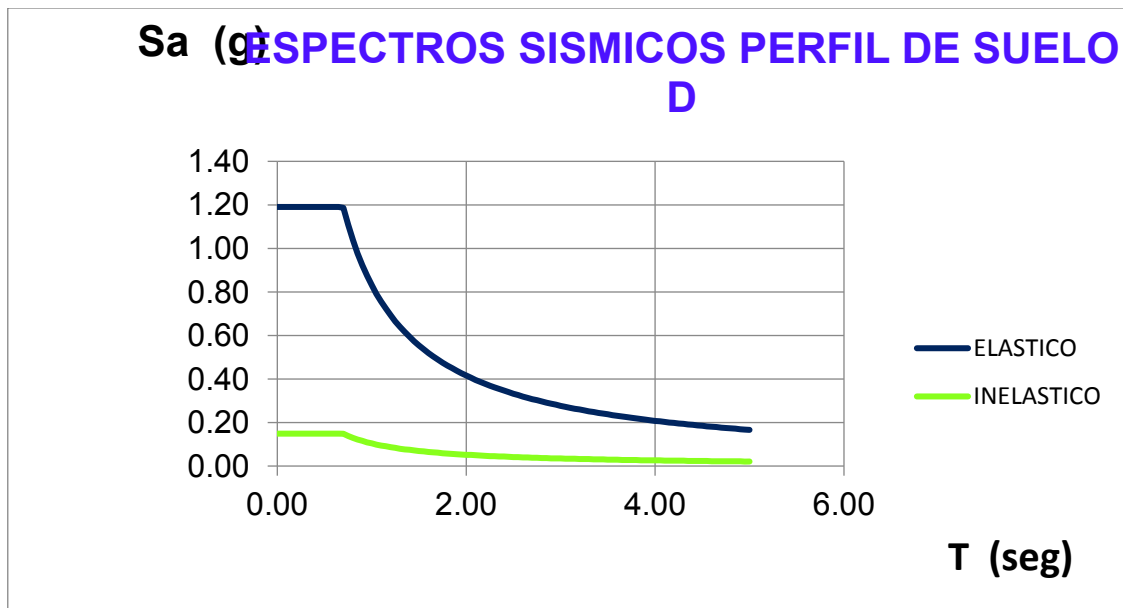


Figura 2.9 Espectro Sísmico para un Perfil de Suelo D edificio 5 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Ciudad	Quito	Fa=	1.2	To=	0.127 seg.	η =	2.48
Zona=	V	Fd=	1.19	Tc=	0.698 seg.	r=	1
Perfil de Suelo	D	Fs=	1.28	TL=	2.86 seg.	R=	8
Z=	0.4			T=	0.629 seg.	I=	1.5

Tabla 2.10 Resultados Espectro Sísmico para un Perfil de Suelo D edificio 5 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

EDIFICIO DE 10 PISOS

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T \geq T_c$$

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = C_t * h_n^\alpha = 0.055 (30)^{0.9} = 1.174 \text{ segundos}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.565$$

$$T = 1.174 > T_c = 0.565$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.565}{1.174}\right)^1 = 0.573$$

$$V = \frac{I * S_a}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W = \frac{1 * 0.573}{8 * 1 * 1} * W = 0.072 * W$$

ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO DE 10 PISOS

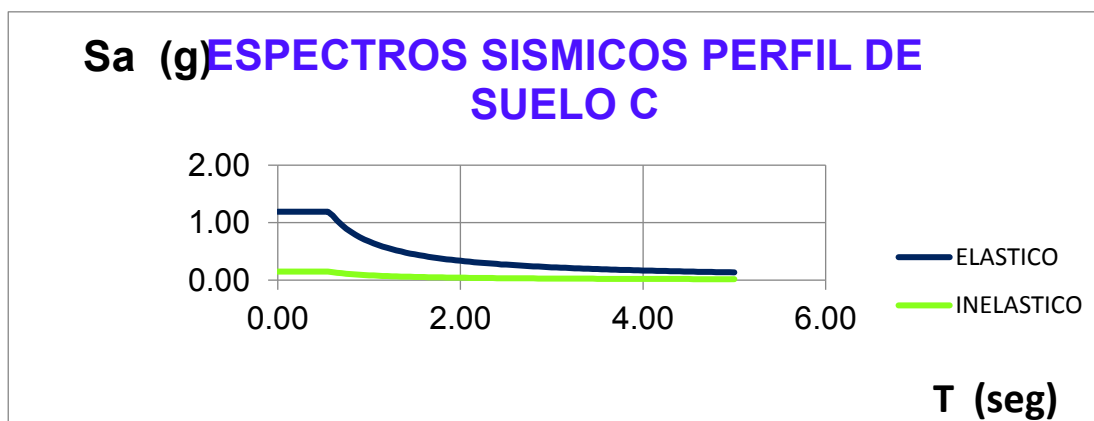


Figura 2.10 Espectro Sísmico para un Perfil de Suelo C edificio 10 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Ciudad	Quito	Fa=	1.2	To=	0.103	seg.	Γ =	2.48
Zona=	V	Fd=	1.11	Tc=	0.565	seg.	r=	1
Perfil de Suelo	C	Fc=	1.11	TL=	2.66	seg.	R=	8
Z=	0.4			T=	1.174	seg.	I=	1

Tabla 2.11 Resultados del Espectro Sísmico para un Perfil de Suelo C edificio 10 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CARGA SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO

EDIFICIO DE 5 PISOS

COLUMNAS

COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
A1 - A5 E1 - E5	12	70	70	3	2.4	4	7.06
	9	70	70	3	2.4	4	14.11
	6	80	80	3	2.4	4	16.27
	3	80	80	3	2.4	4	18.43
	0	80	80	3	2.4	4	27.65
COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
A2 - A3 - A4 E2 - E3 - E4	12	70	70	3	2.4	6	10.58
	9	70	70	3	2.4	6	21.17
	6	80	80	3	2.4	6	24.41
	3	80	80	3	2.4	6	27.65
	0	80	80	3	2.4	6	41.47
COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
B1 - C1 - D1 B5 - C5 - D5	12	70	70	3	2.4	6	10.58
	9	70	70	3	2.4	6	21.17
	6	80	80	3	2.4	6	24.41
	3	80	80	3	2.4	6	27.65
	0	80	80	3	2.4	6	41.47
COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
B2 - B3 - A4 C2 - C3 - C4 D2 - D3 - D4	12	80	80	3	2.4	9	20.74
	9	80	80	3	2.4	9	41.47
	6	90	90	3	2.4	9	46.98
	3	90	90	3	2.4	9	52.49
	0	90	90	3	2.4	9	78.73

Tabla 2.11 Calculo de pesos de columnas edificio de 5 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

VIGAS

SENTIDO X - X

VIGA	NIVEL	b b (cm)	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
1 - 5 PERIMETRAL	12	40	60	21.2	2.4	2	24.42
	9	40	60	21.2	2.4	2	24.42
	6	40	60	20.8	2.4	2	23.96
	3	40	60	20.8	2.4	2	23.96
	0	40	60	20.8	2.4	2	23.96

VIGA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
2 - 3 - 4 CENTRALES	12	40	50	20.9	2.4	3	30.1
	9	40	50	20.9	2.4	3	30.1
	6	40	60	20.5	2.4	3	35.42
	3	40	60	20.5	2.4	3	35.42
	0	40	60	20.5	2.4	3	35.42

Tabla 2.12 Calculo de pesos de vigas edificio de 5 pisos Sentido X-X

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

SENTIDO Y - Y

VIGA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
A - E PERIMETRAL	15	40	60	21.2	2.4	2	24.42
	12	40	60	21.2	2.4	2	24.42
	9	40	60	20.8	2.4	2	23.96
	6	40	60	20.8	2.4	2	23.96
	3	40	60	20.8	2.4	2	23.96

Tabla 2.13 Calculo de pesos de vigas edificio de 5 pisos Sentido Y-Y

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CORTE BASAL POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

SENTIDO	NIVEL	CM T/m2	CV T/m2	CT = CM + 0.25% CV T/m2	ancho m	largo m	Area m2	W LOSA T	W COLUMNAS T	W VIGAS T	W TOTAL T
X-X	15	0.544	0.15	0.582	24	24	576	335.232	48.96	109.04	493.232
	12	0.654	0.29	0.727	24	24	576	418.752	97.92	109.04	625.712
	9	0.654	0.29	0.727	24	24	576	418.752	112.07	118.76	649.582
	6	0.654	0.29	0.727	24	24	576	418.752	126.22	118.76	663.732
	3	0.654	0.29	0.727	24	24	576	418.752	189.32	118.76	726.832
											3159.09

$$V = \frac{I \cdot S_g}{R \cdot \varphi_p \cdot \varphi_g} \cdot W$$

$$V = 0.223 \cdot *W$$

h	h ^k	W TOTAL T	W _x h _x ^k	F _x	S _x	S _x EJES 1 - 5	S _x Ejes 2 - 3 - 4
15	17.86	493.232	8809.12	199.06	199.06	39.81	39.81
12	14.09	625.712	8816.28	199.22	398.28	79.66	79.66
9	10.37	649.582	6736.17	152.22	550.5	110.1	110.1
6	6.74	663.732	4473.55	101.09	651.59	130.32	130.32
3	3.22	726.832	2340.4	52.89	704.48	140.9	140.9
		3159.09	31175.52				

$$V = 0.223 \cdot *W$$

$$V = 704.48$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k} \cdot V$$

Tabla 2.14 Cuadro del Corte basal de edificio de 5 pisos

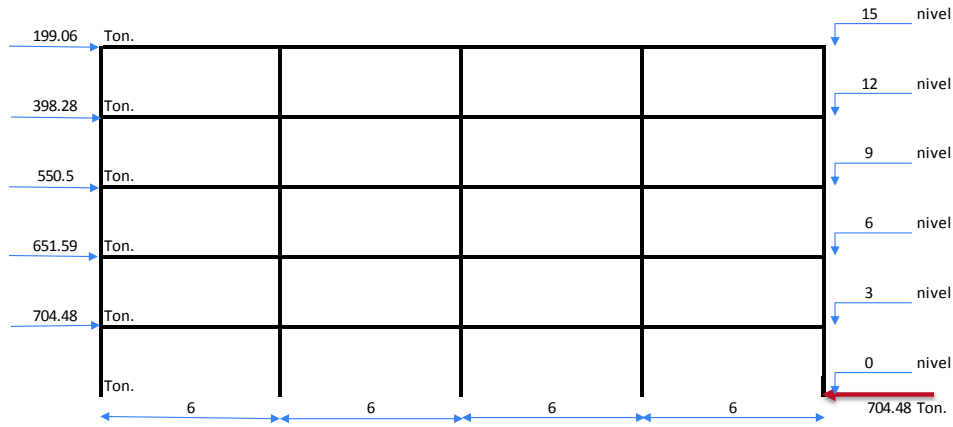
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

$$T = 0.629$$

VALORES T (s)	k	k
≤ 0.5	1	
0.5 < T ≤ 2.5	0.75+0.5 T	1.0645
> 2.5	2	

Tabla 2.15 Valores del periodo para el Corte Basal

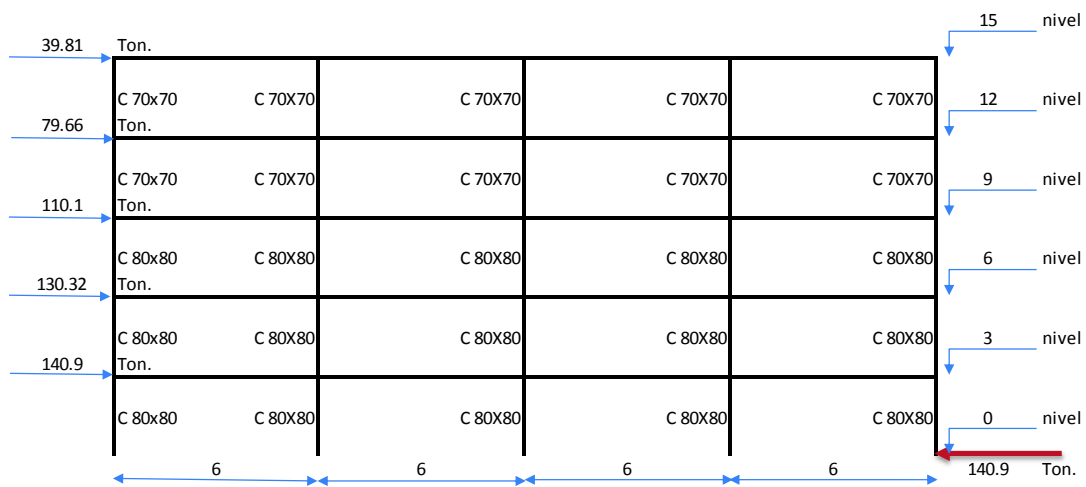
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.



SENTIDO X-X

Figura 2.11 Corte basal de edificio de 5 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M.



EJES (1 - 5)

Figura 2.12 Corte basal de edificio de 5 pisos Ejes (1-5)

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M.

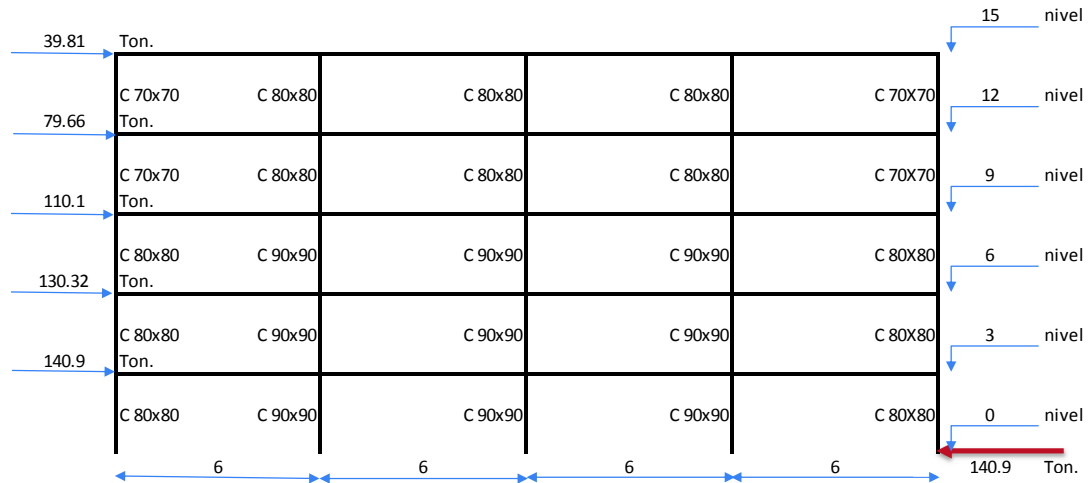


Figura 2.13 Corte basal de edificio de 5 pisos Ejes (2 – 3 – 4)

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

EDIFICIO DE 10 PISOS

COLUMNAS

SE CONSIDERA LA MITAD DE COLUMNAS

COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m ³	NUMERO COLUMNAS	PESO T
A1 - A5 E1 - E5	27	60	60	3	2.4	4	5.18
	24	70	70	3	2.4	4	12.24
	21	70	70	3	2.4	4	14.11
	18	70	70	3	2.4	4	14.11
	15	80	80	3	2.4	4	16.27
	12	80	80	3	2.4	4	18.43
	9	80	80	3	2.4	4	18.43
	6	90	90	3	2.4	4	20.88
	3	90	90	3	2.4	4	23.33
	0	90	90	3	2.4	4	34.99

COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
A2 - A3 - A4 E2 - E3 - E4	27	60	60	3	2.4	6	7.78
	24	70	70	3	2.4	6	18.36
	21	70	70	3	2.4	6	21.17
	18	70	70	3	2.4	6	21.17
	15	80	80	3	2.4	6	24.41
	12	80	80	3	2.4	6	27.65
	9	80	80	3	2.4	6	27.65
	6	90	90	3	2.4	6	31.32
	3	90	90	3	2.4	6	34.99
0	90	90	3	2.4	6	52.49	

COLUMNAS	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
B1 - C1 - D1 B5 - C5 - D5	27	60	60	3	2.4	6	7.78
	24	70	70	3	2.4	6	18.36
	21	70	70	3	2.4	6	21.17
	18	70	70	3	2.4	6	21.17
	15	80	80	3	2.4	6	24.41
	12	80	80	3	2.4	6	27.65
	9	80	80	3	2.4	6	27.65
	6	90	90	3	2.4	6	31.32
	3	90	90	3	2.4	6	34.99
0	90	90	3	2.4	6	52.49	

COLUMNA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO COLUMNAS	PESO T
B2 - B3 - A4 C2 - C3 - C4 D2 - D3 - D4	27	80	80	3	2.4	9	20.74
	24	90	90	3	2.4	9	46.98
	21	90	90	3	2.4	9	52.49
	18	90	90	3	2.4	9	52.49
	15	100	100	3	2.4	9	58.64
	12	100	100	3	2.4	9	64.8
	9	100	100	3	2.4	9	64.8
	6	110	110	3	2.4	9	71.6
	3	110	110	3	2.4	9	78.41
0	110	110	3	2.4	9	117.61	

Tabla 2.16 Calculo de pesos de las Columnas edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

VIGAS
SENTIDO X - X

VIGA	NIVEL	b b (cm)	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
1 - 5 PERIMETRAL	30	45	65	21.6	2.4	2	30.33
	27	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	24	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	21	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	18	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	15	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	12	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	9	45	65	20.4	2.4	2	28.64
	6	45	65	20.4	2.4	2	28.64
3	45	65	20.4	2.4	2	28.64	
VIGA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
2 - 3 - 4 CENTRALES	30	45	65	21	2.4	3	44.23
	27	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	24	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	21	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	18	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	15	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	12	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	9	45	65	19.8	2.4	3	41.7
	6	45	65	19.8	2.4	3	41.7
3	45	65	19.8	2.4	3	41.7	

Tabla 2.17 Calculo de pesos de las vigas edificio de 10 pisos sentido X-X

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

SENTIDO Y - Y

VIGA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
A - E PERIMETRAL	30	45	65	21.6	2.4	2	30.33
	27	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	24	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	21	45	65	21.2	2.4	2	29.76
	18	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	15	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	12	45	65	20.8	2.4	2	29.2
	9	45	65	20.4	2.4	2	28.64
	6	45	65	20.4	2.4	2	28.64
3	45	65	20.4	2.4	2	28.64	

VIGA	NIVEL	b cm	t cm	longitud m	PESO ESP. H. T/m3	NUMERO VIGAS	PESO T
B - C - D CENTRALES	30	45	65	21	2.4	3	44.23
	27	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	24	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	21	45	65	20.6	2.4	3	43.38
	18	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	15	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	12	45	65	20.2	2.4	3	42.54
	9	45	65	19.8	2.4	3	41.7
	6	45	65	19.8	2.4	3	41.7
3	45	65	19.8	2.4	3	41.7	

Tabla 2.18 Calculo de pesos de las vigas edificio de 10 pisos sentido Y-Y

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CORTE BASAL POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE SENTIDO X - X

SENTIDO	NIVEL	CM T/m2	CV T/m2	CT = CM + 0.25% CV T/m2	ancho m	largo m	Area m2	W LOSA T	W COLUMNAS T	W VIGAS T	W TOTAL T
X - X	30	0.635	0.15	0.673	24	24	576	387.648	41.48	149.12	578.248
	27	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	95.94	146.28	707.628
	24	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	108.94	146.28	720.628
	21	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	108.94	146.28	720.628
	18	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	123.73	143.48	732.618
	15	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	138.53	143.48	747.418
	12	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	138.53	143.48	747.418
	9	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	155.12	140.68	761.208
	6	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	171.72	140.68	777.808
	3	0.745	0.25	0.808	24	24	576	465.408	257.58	140.68	863.668
											7357.27

$$V = \frac{I \cdot S_g}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_g} \cdot W$$

$$V = 0.072 \cdot *W$$

h	h ^k	W TOTAL T	W _x h _x ^k	F _x	S _x	S _x Ejes 1 - 5	S _x Ejes 2 - 3 - 4
30	94.39	578.248	54580.83	91.64	91.64	18.33	18.33
27	81.98	707.628	58011.34	97.4	189.04	37.81	37.81
24	70.04	720.628	50472.79	84.74	273.78	54.76	54.76
21	58.59	720.628	42221.59	70.89	344.67	68.93	68.93
18	47.68	732.618	34931.23	58.65	403.32	80.66	80.66
15	37.36	747.418	27923.54	46.88	450.2	90.04	90.04
12	27.72	747.418	20718.43	34.79	484.99	97	97
9	18.87	761.208	14363.99	24.12	509.11	101.82	101.82
6	10.97	777.808	8532.55	14.33	523.44	104.69	104.69
3	4.34	863.668	3748.32	6.29	529.73	105.95	105.95
		7357.27	315504.61				

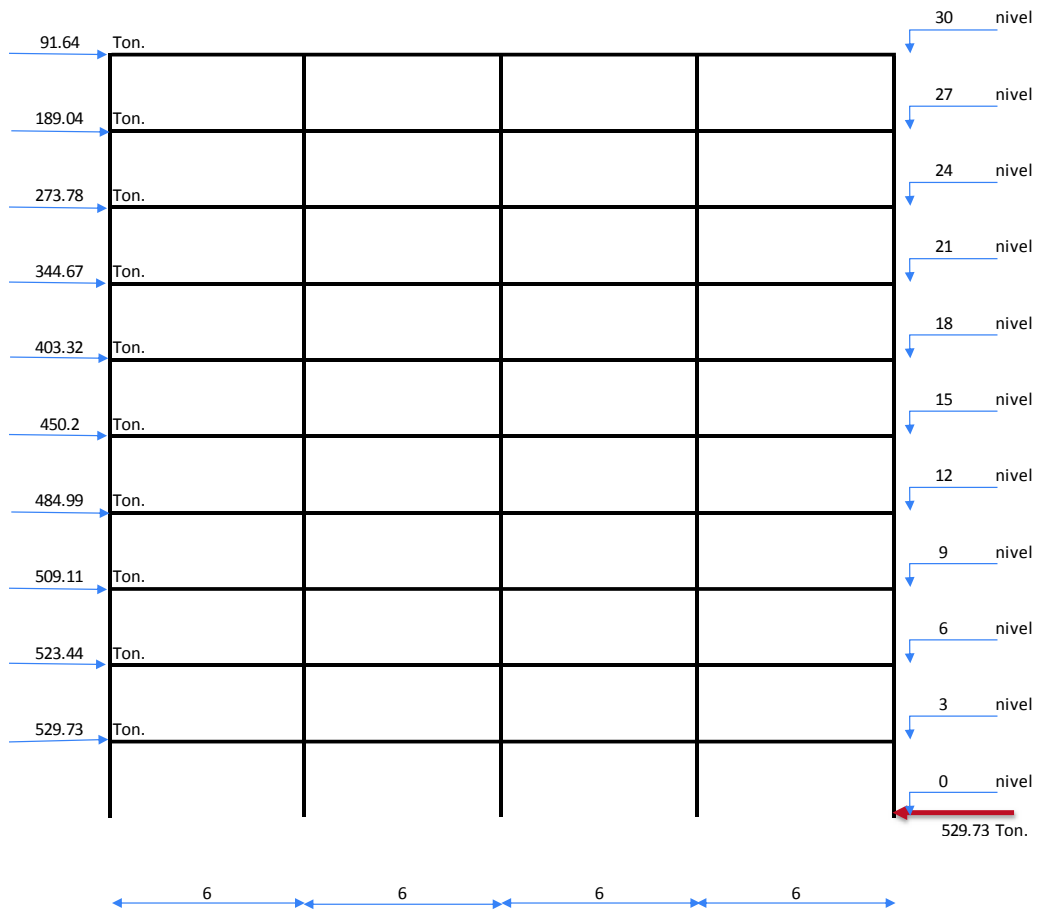
$$V = 0.072 \cdot *W$$

$$V = 529.72$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k} \cdot V$$

Tabla 2.19 Calculo del corte basal edificio de 10 pisos

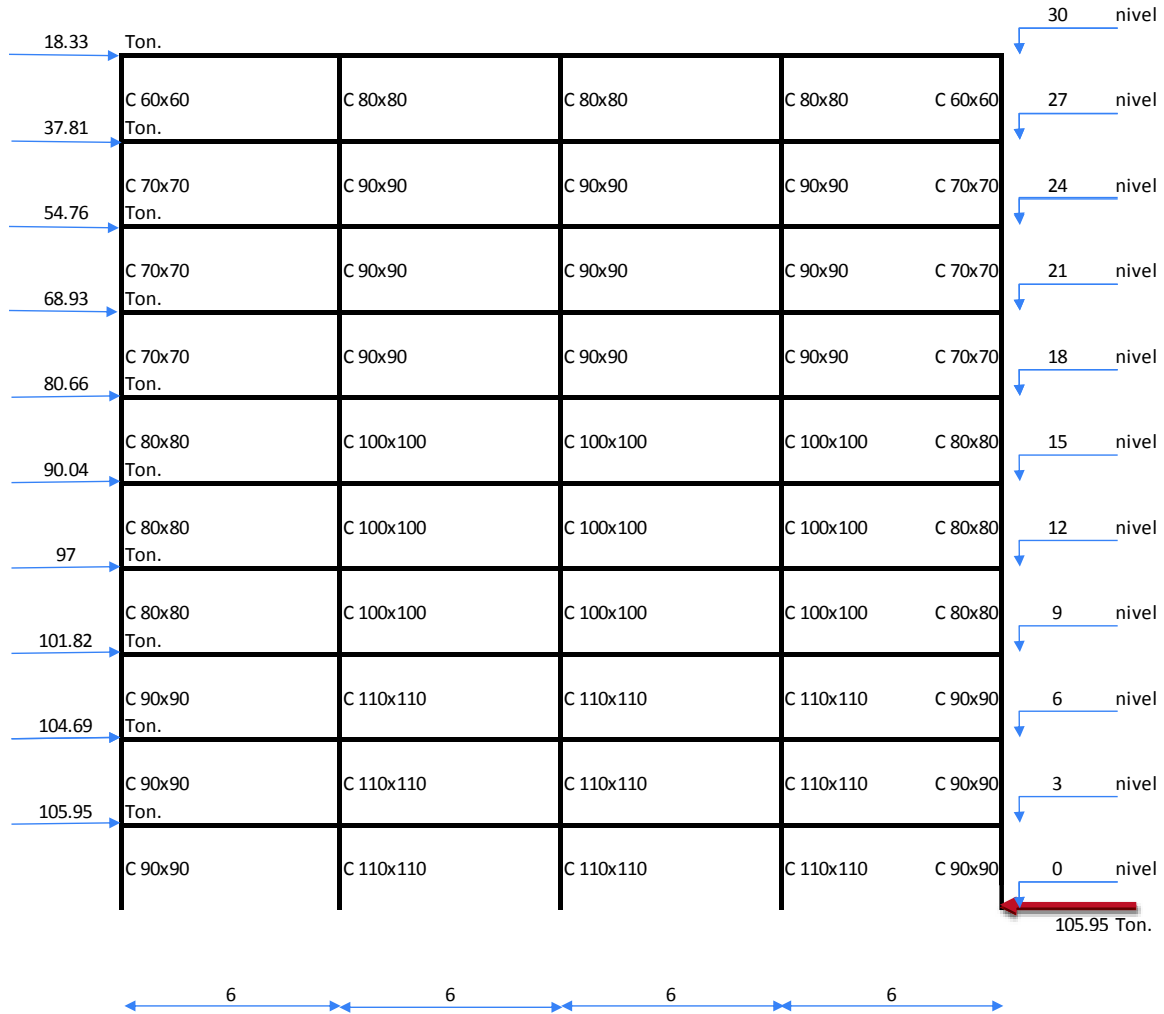
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.



SENTIDO X-X

Figura 2.14 Corte Basal edificio 10 pisos

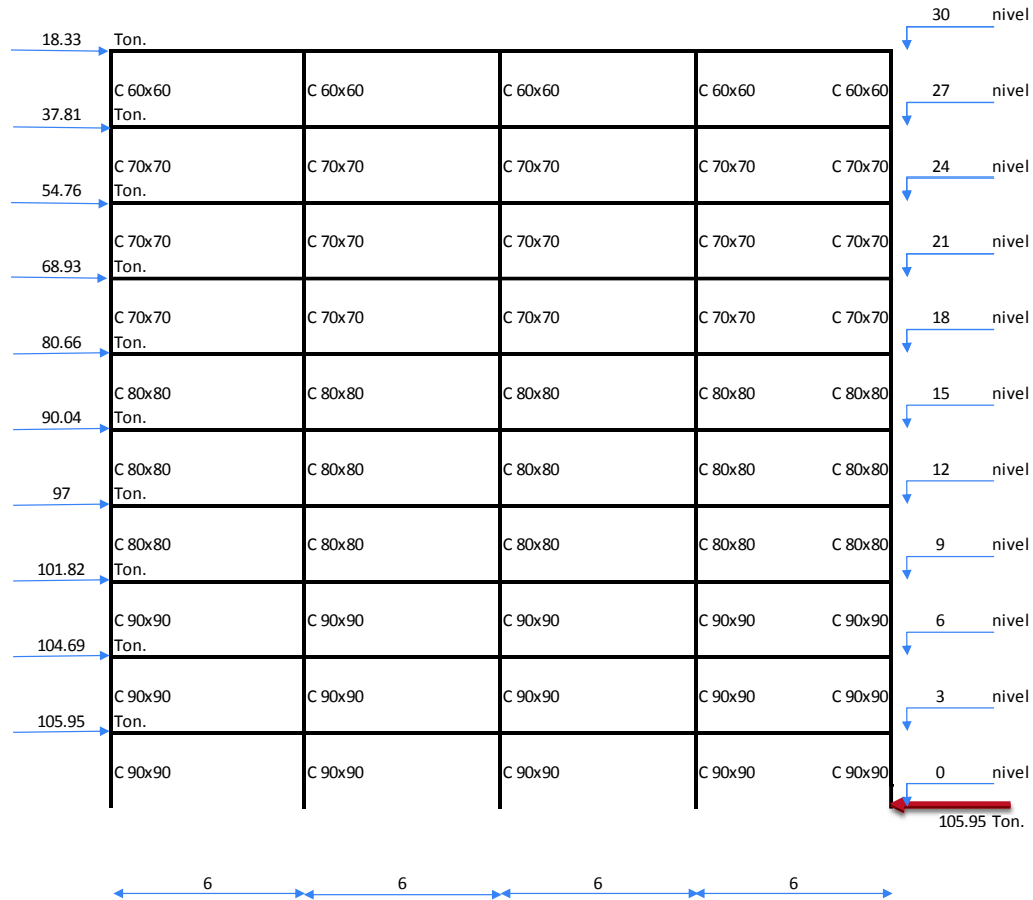
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.



EJES (2 - 3 - 4)

Figura 2.15 Corte Basal edificio 10 pisos ejes (2 – 3 – 4)

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M



EJES (1 - 5)

Figura 2.16 Corte Basal edificio 10 pisos ejes (1- 5)

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

CONTROL DE DERIVAS INELÁSTICAS POR CADA NIVEL DE PISO LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE PISO

La NEC-15 en el capítulo 4, nos muestra la tabla de derivas máximas establecidas, estableciendo lo siguientes límites permitidos para cada nivel, por tratarse un edificio de hormigón armado la deriva no debe exceder del valor $\Delta_M = (0.02)$.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \Delta_E = \frac{D.P.S - D.P.I}{H}$$

Donde:

D.P.S. = Desplazamiento Piso Superior

D.P.I. = Desplazamiento Piso Inferior

H = Altura de entrepiso

DESPLAZAMIENTO EDIFICIO DE 5 PISOS ESTÁTICO

R =	8				
PISO	H (cm)	D (cm)	$d=0.75*(D.P.S-D.P.I)/H*R$	MAX PERMITIDO	VERIFICACION
5	300	3.6912	0.0112	0.0200	SI CUMPLE
4	300	3.1328	0.0164	0.0200	SI CUMPLE
3	300	2.3126	0.0184	0.0200	SI CUMPLE
2	300	1.3928	0.0180	0.0200	SI CUMPLE
1	300	0.4912	0.0098	0.0200	SI CUMPLE
0	300	0	0	0.0200	SI CUMPLE

DESPLAZAMIENTO EDIFICIO DE 5 PISOS DINÁMICO

R =	8				
PISO	H (cm)	D (cm)	$d=0.75*(D.P.S-D.P.I)/H*R$	MAX PERMITIDO	VERIFICACION
5	300	1.7681	0.0054	0.0200	SI CUMPLE
4	300	1.5006	0.0079	0.0200	SI CUMPLE
3	300	1.1074	0.0088	0.0200	SI CUMPLE
2	300	0.6662	0.0086	0.0200	SI CUMPLE
1	300	0.2343	0.0047	0.0200	SI CUMPLE
0	300	0	0	0.0200	SI CUMPLE

Tabla 2.20 Desplazamientos edificio de 5 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

DESPLAZAMIENTO EDIFICIO DE 10 PISOS ESTÁTICO

R =	8				
PISO	H (cm)	D (cm)	$d=0.75*(D.P.S-D.P.I)/H*R$	MAX PERMITIDO	VERIFICACION
10	300	4.076	0.0034	0.0200	SI CUMPLE
9	300	3.9055	0.0052	0.0200	SI CUMPLE
8	300	3.6466	0.0071	0.0200	SI CUMPLE
7	300	3.2896	0.0090	0.0200	SI CUMPLE
6	300	2.8412	0.0097	0.0200	SI CUMPLE
5	300	2.3544	0.0108	0.0200	SI CUMPLE
4	300	1.8163	0.0114	0.0200	SI CUMPLE
3	300	1.2462	0.0108	0.0200	SI CUMPLE
2	300	0.7061	0.0094	0.0200	SI CUMPLE
1	300	0.2367	0.0047	0.0200	SI CUMPLE
0	300	0	0	0.0200	SI CUMPLE

DESPLAZAMIENTO EDIFICIO DE 10 PISOS DINÁMICO

R =	8				
PISO	H (cm)	D (cm)	$d=0.75*(D.P.S-D.P.I)/H*R$	MAX PERMITIDO	VERIFICACION
10	300	3.198	0.0026	0.0200	SI CUMPLE
9	300	3.0663	0.0040	0.0200	SI CUMPLE
8	300	2.8672	0.0055	0.0200	SI CUMPLE
7	300	2.5936	0.0069	0.0200	SI CUMPLE
6	300	2.2499	0.0075	0.0200	SI CUMPLE
5	300	1.8746	0.0084	0.0200	SI CUMPLE
4	300	1.4555	0.0090	0.0200	SI CUMPLE
3	300	1.005	0.0087	0.0200	SI CUMPLE
2	300	0.5722	0.0076	0.0200	SI CUMPLE
1	300	0.1925	0.0039	0.0200	SI CUMPLE
0	300	0	0	0.0200	SI CUMPLE

Tabla 2.21 Desplazamientos edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

DISEÑO DE VIGAS

Diseño de vigas a flexión se lo realiza con la ayuda del programa Sap 2000, el cual obtenemos los momentos de carga muerta, viva y sismo, y el diseño a corte estribos se lo realiza con los esfuerzos a corte de la viga, en base al acero de refuerzo transversal colocado en la viga y al incremento probable en el refuerzo de fluencia del acero.

Para la formación de rotulas plásticas se deben cumplir con los requerimientos del capítulo 21 del ACI, Estructuras Sismo-resistentes del código ACI 318-11

Requisitos de diseño considerados a flexión

Acero mínimo

$$A_{s_{\max}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} b \cdot d$$

Requisitos considerados en el diseño a corte.

Endurecimiento del acero

ACI R.21.5.4.1

El código ACI establece que por endurecimiento se debería multiplicar por 1.25 al acero de refuerzo colocado, se recomienda y en base a la experiencia del Ing. Patricio Placencia este es 1.4.

$$M_{pr} = 1.4 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}} \cdot \left(d - \frac{1.4 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}}}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Fuerzas de diseño:

La fuerza cortante de diseño V_e , se determina a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo:

$$V_e = \frac{W_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1} + M_{pr}}{l_n}$$

ACI 21.5.4.2**Refuerzo transversal:**

$V_c=0$, cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculado de acuerdo a momentos probables, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

Refuerzo para cortante

ACI 11.4.7.9

$$V_s \leq 4 \cdot V_c$$

Límites de espaciamiento

ACI 21.5.3.1

$$s = \left(\frac{d}{4}; 6 \cdot \phi_v; 200mm \right)$$

Refuerzo mínimo de cortante

ACI 11.4.6.3

$$A_{v,min} \geq 3,5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

DISEÑO DE VIGAS

b=	45 cm
h=	90 cm
f _y =	4200 kg/cm ²
f _y =	210 kg/cm ²
recubri.	3 cm

Columna ancho 1.1 m x largo 1.1 m

LONGITUDES	0	6	6	6	6			
MOMENTO CARGA MUERTA	-11.5626	-10.72656	-11.2807	-11.291	-11.291	-11.2807	-10.7266	-11.5626
MOMENTO CARGA VIVA	-2.85899	-2.68988	-2.80853	-2.81074	-2.81074	-2.80853	-2.68988	-2.85899
MOMENTO SISMO X	44.14794	-44.13151	45.61004	-45.5949	45.59488	-45.61	44.13151	-44.1479

1.4D	-16.19	-15.02	-15.79	-15.81	-15.81	-15.79	-15.02	-16.19
1.2 CM + 1.6 CV	-18.45	-17.18	-18.03	-18.06	-18.06	-18.03	-17.18	-18.45
1.2 CM + CV	-18.73	-15.56	-16.35	-16.38	-16.38	-16.35	-15.56	-18.73
1.2 CM + 1.0 CV + 1.0 CSX	27.41	-59.69	29.26	-61.96	29.23	-61.96	28.57	-60.88
1.2 CM + 1.0 CV - 1.0 CSX	-60.88	28.57	-61.96	29.23	-61.96	29.26	-59.69	27.41
0.9 CM + 1.0 CSX	33.74	-53.79	35.48	-55.76	35.43	-55.76	34.48	-54.55
0.9 CM - 1.0 CSX	-54.55	34.48	-55.76	35.43	-55.76	35.48	-53.79	33.74

ESCOGER EL MOMENTO
Momento Max
Mu Diseño

-60.88	59.69	-61.96	61.96	-61.95	61.96	-59.69	60.88
54.55	-53.79	55.76	-55.76	-55.76	-55.76	-53.79	-54.55

As requerido (CM2)

$$As_{req.} = \frac{M_{max}}{d} \cdot 30$$

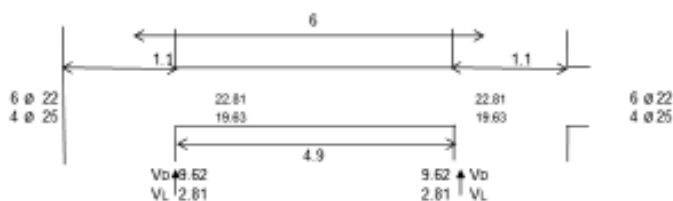
-20.99	20.58	-21.36	21.36	-21.36	21.36	-20.58	20.99
18.81	-18.55	19.23	-19.23	-19.23	-19.23	-18.55	-18.81

As mínimo (CM2)

$$As_{max} \geq \frac{14}{f_y} b \cdot d \longrightarrow 13.09 \text{ CM2}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 + f_y} b \cdot d \longrightarrow 3.38 \text{ CM2}$$

REFUERZO TRANSVERSAL CM= 0.65 T/m CV= 0.29 T/m



$q_u = 1.2 CM + 1.6 CV$

qucm=	0.78
qucv=	0.464
qu=	1.25 T/m ²
AREA=	18 m ²
Wu=	11.23 Ton

h =	90	cm
b =	45	cm
recub =	3	cm
d =	67	cm

Cortante por carga vertical

$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 16.04$ Ton. CORTE POR SOLICITACION VERTICAL DEL SAP 2000

$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 11.23$ Ton. CALCULADO

Cortante por sismo

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$M_{pr} = 1.4 * f_y * A_{s_{colocada}} * (d - \frac{1.4 * f_y * A_{s_{colocada}}}{1.7 * f'_c * b})$ ACI 21.5.4.1

Momento 1	105.48	T-m
Momento 2	92.15	T-m

Longitud de la viga 4.9 m

$V_{sismo} = \frac{M_1 + M_2}{l_c} = 40.33$ Ton

Cortante ultimo

$V_{u_{sismo}} = \frac{W_u}{2} + \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_c}$

$V_{u_{sismo}} = 45.95$ Ton → CORTE POR CAPACIDAD O SISMO

CORTANTE DEL HORMIGON

$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$ $V_c = 30068.88$ Kg $V_c = 30.07$ Ton.

Cortante en la seccion

$V_s = \frac{V_u - 0}{\phi} = 64.06$ Ton <= 4*Vc 120.28 Ton ACI 11.4.7.9

Espaciamento minimo de estribos ACI 21.5.3.1 NEC 2015 4.2.B.

$s = (\frac{d}{4} \dots \dots \dots 60_v \dots \dots \dots 20cm)$ DIAMETRO DE LA VARILLA LONGITUDINAL 25 mm
 20.75 15 20 cm DIAMETRO DE LA VARILLA ESTRIBO 10 mm

SE ADOPTA 10 CM

$A_{vmin} = 3.5 * \frac{b * s}{f_y}$

$A_{vmin} = 0.38$

Area del refuerzo transversal por confinamiento

RAMALES

$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} = 1.48$ cm²@ 10 CM 2 ø 10 mm

Longitud en los extremos

$l_o = 1.8$ m

En el $l_o > 2h$ $l_o = 1.8$ 2 VECES LA ALTURA DE VIGA

Cortante vertical	8.25	Ton
Cortante por sismo	40.33	Ton
$V_{u_{sismo}}$	48.59	Ton
Cortante Hormigon	30.07	Ton

EL CORTE POR SISMO ES CONSTANTE EN LA VIGA

Cortante en la seccion

$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 27.09$ Ton <= 4*Vc 120.3 Ton

Espaciamiento mínimo de estribos en el centro

Espaciamiento mínimo de estribos

ACI 21.5.3.1
NEC 2015 4.2.8.

$$s \leq \frac{d}{2}$$

ASUMIDO

$$s = 20.00$$

cm

≤

43.5

CM

ESPACIAMIENTO ASUMIDO

20.00

CM

Area del refuerzo transversal en el centro de la viga

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} = 1.48 \text{ cm}^2 @ 20.00 \quad 2 \quad \emptyset \quad 10 \quad \text{mm}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

A diferencia de las vigas, el acero de refuerzo longitudinal en las columnas $1\% \leq \rho \leq 3\%$, esto es a que las columnas tienen grandes dimensiones debido a que estos elementos son de gran medida los que controlan las derivas, el diseño de las columnas consiste en verificar que las solicitaciones a las que están expuestas las columnas se encuentran dentro de la zona utilizable diagrama de flexocompresión. Para el diseño del refuerzo transversal de la sección, se sigue con la misma filosofía, es decir se diseña en base a la capacidad a flexión que para las columnas es el momento balanceado, adicionalmente los estribos deben estar diseñados para proporcionar un adecuado confinamiento con lo cual está garantizado el agotamiento por flexión.

Requisitos considerados en el diseño a flexión.

Refuerzo Longitudinal

ACI R.21.6.3.1

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a 0.01 Ag ni mayor 0.06 Ag

Requisitos considerados en el diseño a flexión.

Distribución del refuerzo transversal

ACI 21.6.4.1

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda la fluencia por flexión como resultado de desplazamiento inelástico del pórtico.

$$l_o = \max\left(h, \frac{l_c}{6}, 45\text{cm}\right)$$

Límites de espaciamiento

ACI 21.6.4.3

$$s = \max(6\phi_c, 10\text{cm}) \text{ en los extremos}$$

$$s = \max(6\phi_c, 15\text{cm}) \text{ en el centro}$$

Refuerzo transversal

ACI 7.10.5.3

Ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 15 cm de una barra apoyada lateralmente

Refuerzo para cortante

ACI 11.4.7.9

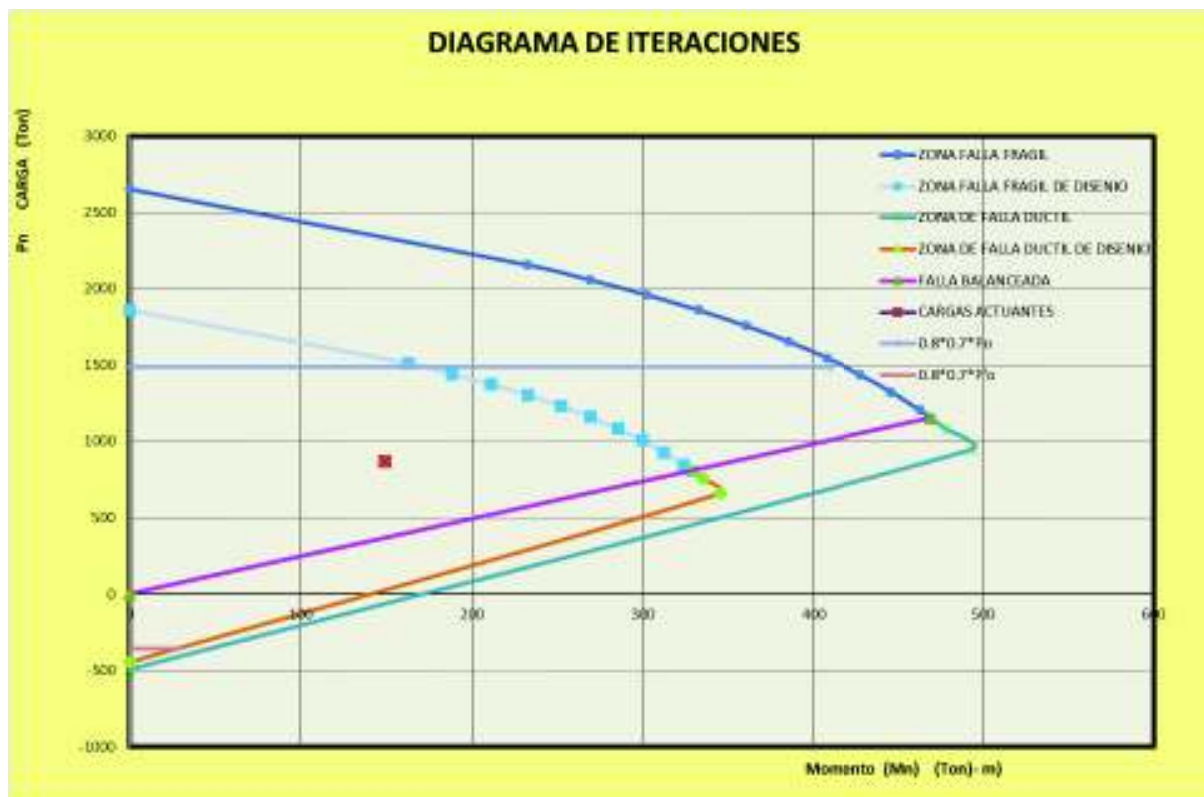


Figura 2.28 Diagrama de Iteraciones de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

C cm	E cm	PN Ton	MN Ton - m	Ø	Ø*PN Ton	Ø*MN Ton - m
Po		2654.694	0	0.7	1,858.29	-
110	0.11	2,156.66	232.88	0.7	1,509.66	163.02
105	0.131	2,059.451	269.082	0.7	1,441.62	188.36
100	0.154	1,960.87	302.32	0.7	1,372.61	211.63
95	0.179	1,860.69	332.70	0.7	1,302.48	232.89
90	0.205	1,758.66	360.31	0.7	1,231.06	252.22
85	0.233	1,654.43	385.31	0.7	1,158.10	269.72
80	0.264	1,547.62	407.87	0.7	1,083.33	285.51
75	0.298	1,437.68	428.20	0.7	1,006.38	299.74
70	0.337	1,323.96	446.60	0.7	926.77	312.62
65	0.385	1,204.82	463.29	0.7	843.37	324.30
62.94	0.407	1,153.83	469.77	0.7	807.68	328.84
60	0.444	1,079.09	478.78	0.7	755.36	335.15
55	0.522	945.66	493.83	0.7	661.97	345.68
Po1		-494.84	-	0.9	-445.36	-

Tabla 2.22 Cuadro de valores para la iteración de una columna de 110 x 110

Elaborado por: Javier Andrade S.

Fredy Carrillo M

PARA UN SENTIDO HORIZONTAL PARALELO AL EJE DE LAS X

Lc=	3	m	ALTO DE LA LOSA SUPERIOR=	0.25	m
B=	110	CM	ALTO DE LA LOSA INFERIOR=	0.25	m
H=	110	CM			
FPC=	210	KG/CM2			
FY=	4200	KG/CM2	42000	Ton/m2	
ES=	2,000,000.00				
s=	10	cm	en los extremos para Ash		
s=	10		en el centro min d/2, 15 cm	d/2 =	53.5 cm
r=	3	cm	recubrimiento		
h''=	102	cm	ESTRIBO Ø =	10	MM
h''=	102	cm			
Mb=	328.84	Ton - m	32,884,244.84	Kg - cm	

$$Ash1 = 0.3 * \frac{s * h'' * f'c}{fy} \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$Ash1 = 2.49 \text{ cm}^2 \quad @ \quad 10 \text{ cm}$$

$$Ash2 = 0.09 * \frac{s * h'' * f'c}{fy}$$

$$Ash2 = 4.59 \text{ cm}^2 \quad @ \quad 10 \text{ cm}$$

$$Vu = \frac{2 * Mb}{lo}$$

$$Vu = 219.23 \text{ Ton.}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 89.55 \text{ Ton.}$$

$$Vs = \frac{Vu - 0.85 * Vc}{0.85}$$

$$Vs = 168.36 \text{ Ton.} \quad < \quad 358.22 \text{ Ton.} \quad (4 * Vc)$$

$$Av = \frac{Vs * s}{fy * d}$$

Av=	4.63 cm2	@	12 cm	4	ramales	Ø	12 mm	4.52 cm2	CORTANTE
Ash1=	2.49 cm2	@	10 cm	3	ramales	Ø	12 mm	3.39 cm2	
Ash2=	4.59 cm2	@	10 cm	4	ramales	Ø	12 mm	4.52 cm2	

PARA UN SENTIDO VERTICAL PARALELO AL EJE Y

B=	110	CM				
H=	110	CM				
FPC=	210	<G/CM2				
FY=	4200	<G/CM2	42000	Ton/m2		
ES=	2000000					
s=	10	cm	en los extremos para Ash			
s=	10		en el centro min d/2, 15 cm	d= 53.5	cm	
r=	3	cm	recubrimiento			
h"=	102	cm	ESTRIBO Ø =	10	MM	
h"=	102	cm				
Mb=	328.84	Ton - m	32,884,244.84	Kg - cm		

$$Ash1 = 0.3 * \frac{s * h'' * f'c}{fy} \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

Ash1= 2.49 cm2 @ 10 cm

$$Ash2 = 0.09 * \frac{s * h'' * f'c}{fy}$$

Ash2= 4.59 cm2 @ 10 cm

$$Vu = \frac{2 * Mb}{lo}$$

Vu= 219.23 Ton.

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vc= 89.55 Ton.

$$Vs = \frac{Vu - 0.85 * Vc}{0.85}$$

Vs= 168.36 Ton. < 358.22 Ton. (4*Vc)

$$Av = \frac{Vs * s}{fy * d}$$

Av= 4.63 cm2 @ 12 cm 4 ramales Ø 12 mm 4.52 cm2 **CORTANTE**

Ash1= 2.49 cm2 @ 10 cm 3 ramales Ø 12 mm 3.39 cm2

Ash2= 4.59 cm2 @ 10 cm 4 ramales Ø 12 mm 4.52 cm2

EDIFICIO DE 5 PISOS

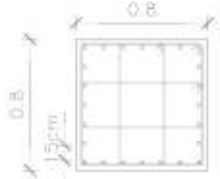
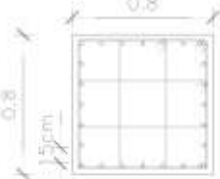
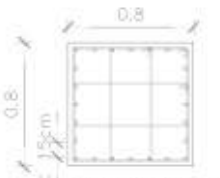
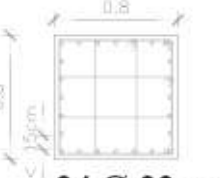
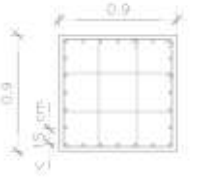
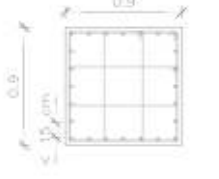
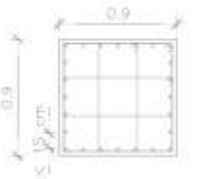
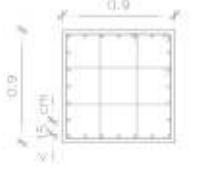
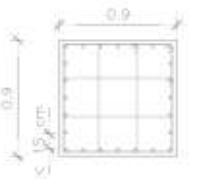
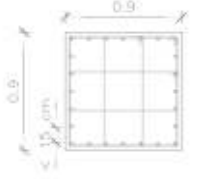
COLUMNA INTERIORES		
PISO	CABEZA Y PIE	EN EL CENTRO
4-5	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
3-4	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
2-3	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
1-2	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
0-1	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>

Figura 2.17 Diseños de columnas interiores

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

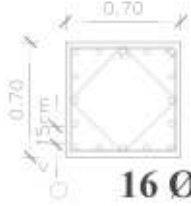
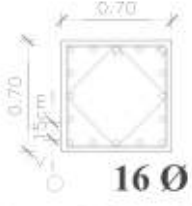
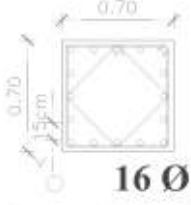
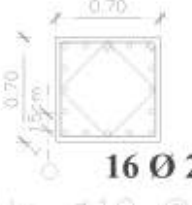
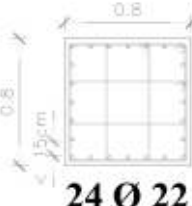


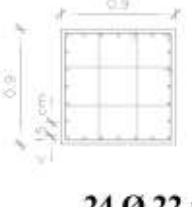
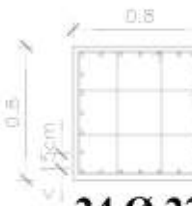
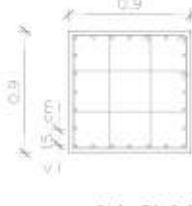
COLUMNA EXTERIORES		
PISO	CABEZA Y PIE	EN EL CENTRO
4-5	 <p>16 Ø 20 mm Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>16 Ø 20 mm Estr. Ø10 @15 cm</p>
3-4	 <p>16 Ø 20 mm Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>16 Ø 20 mm Estr. Ø10 @15 cm</p>
2-3	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
1-2	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
0-1	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>

Figura 2.18 Diseños de columnas exteriores

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

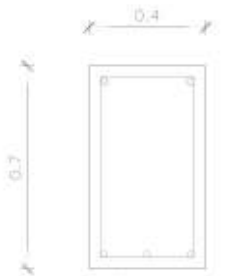

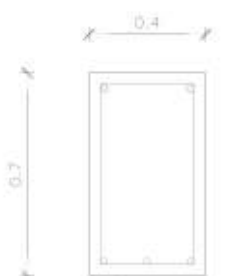
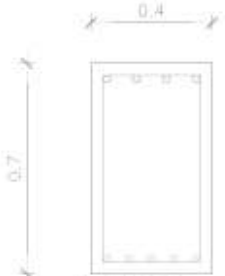

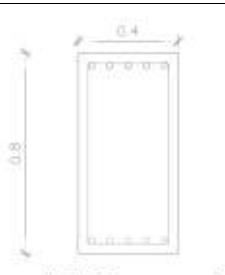


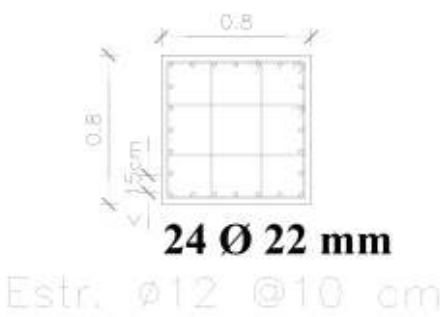
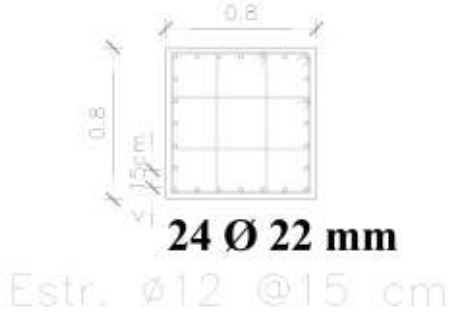
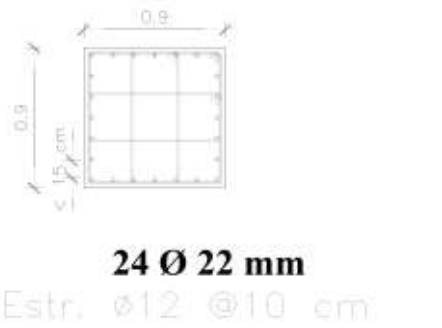
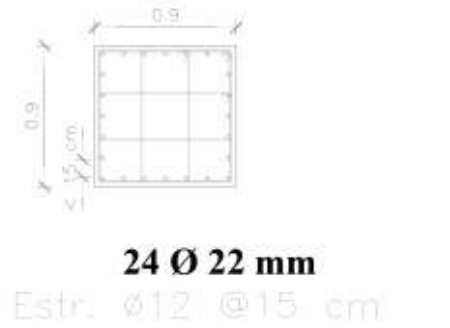
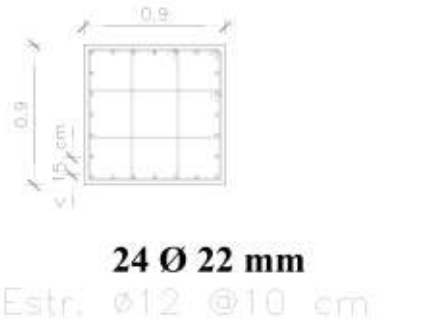
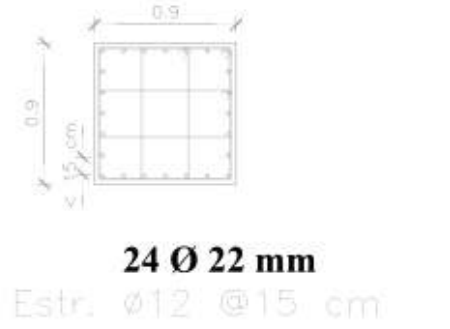
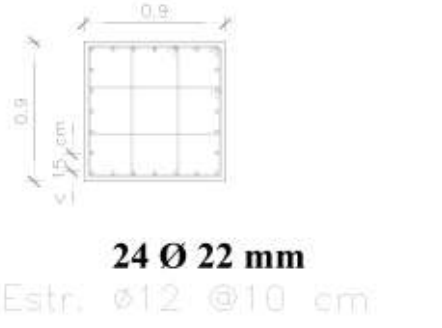
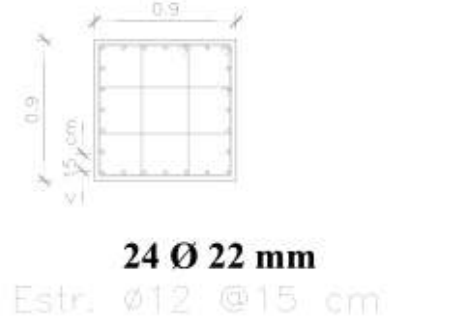
VIGAS		
PISO	EN EL CENTRO	EN LOS EXTREMOS
5	 <p> 2 Ø 25 mm 3 Ø 20 mm Estr. ø10 @ 15 cm </p>	 <p> 4 Ø 25 mm 5 Ø 20 mm Estr. ø10 @ 10 cm </p>
4	 <p> 2 Ø 25 mm 3 Ø 20 mm Estr. ø10 @ 15 cm </p>	 <p> 4 Ø 25 mm 5 Ø 20 mm Estr. ø10 @ 10 cm </p>
3	 <p> 2 Ø 28 mm 2 Ø 28 mm Estr. ø12 @ 15 cm </p>	 <p> 4 Ø 28 mm + 1 Ø 25 mm 4 Ø 28 mm + 1 Ø 25 mm Estr. ø12 @ 10 cm </p>
2	 <p> 2 Ø 28 mm 2 Ø 28 mm Estr. ø12 @ 15 cm </p>	 <p> 4 Ø 28 mm + 1 Ø 25 mm 4 Ø 28 mm + 1 Ø 25 mm Estr. ø12 @ 10 cm </p>

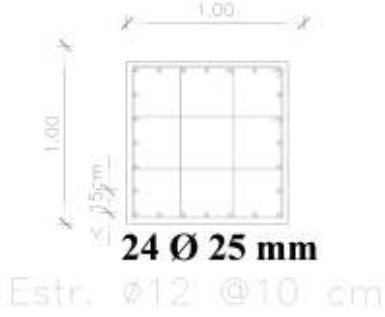
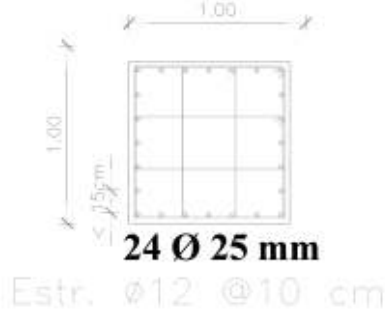
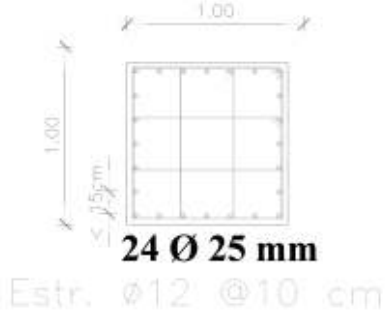
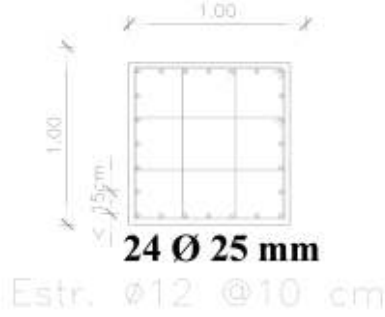
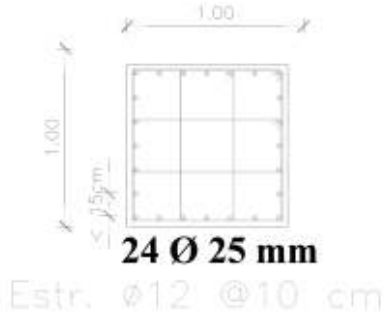
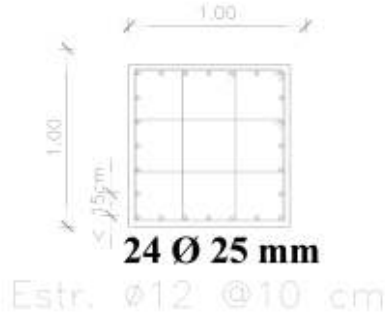
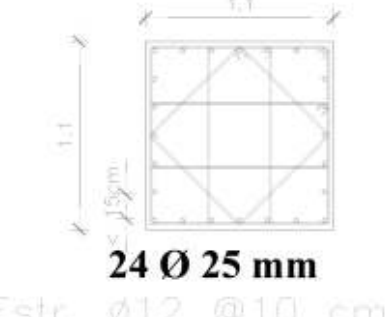
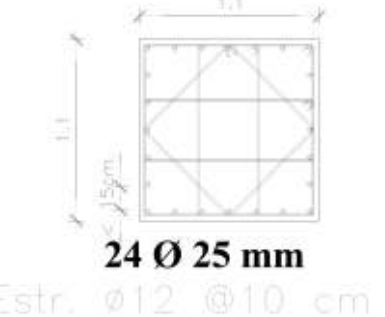


Figura 2.19 Diseños de vigas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

EDIFICIO DE 10 PISOS

COLUMNA INTERIORES		
PISO	CABEZA Y PIE	EN EL CENTRO
10-9	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @15 cm</p>
9-8	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @15 cm</p>
8-7	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @15 cm</p>
7-6	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. ø12 @15 cm</p>

6-5		
4-5		
3-4		
2-3		

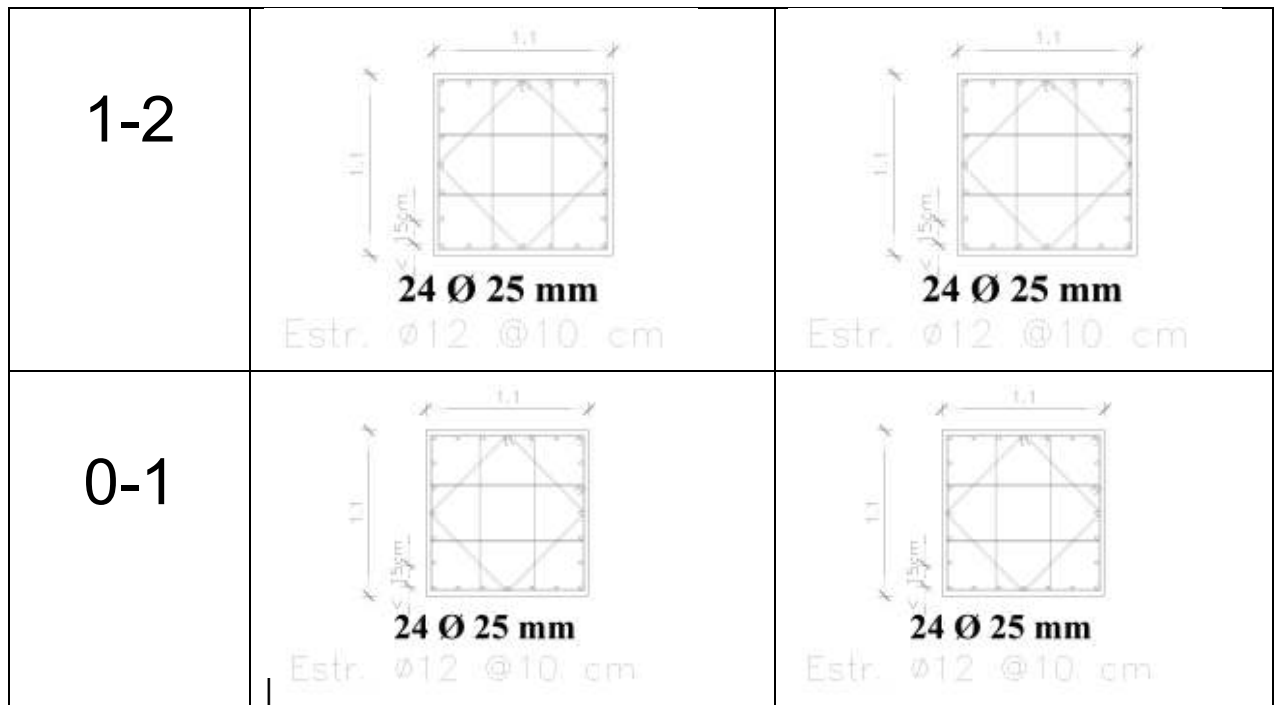
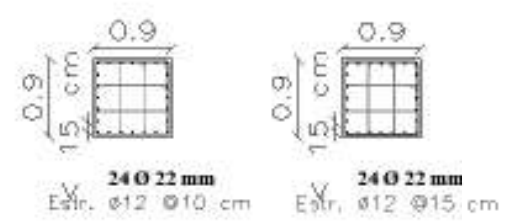
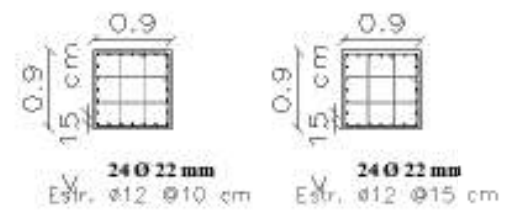
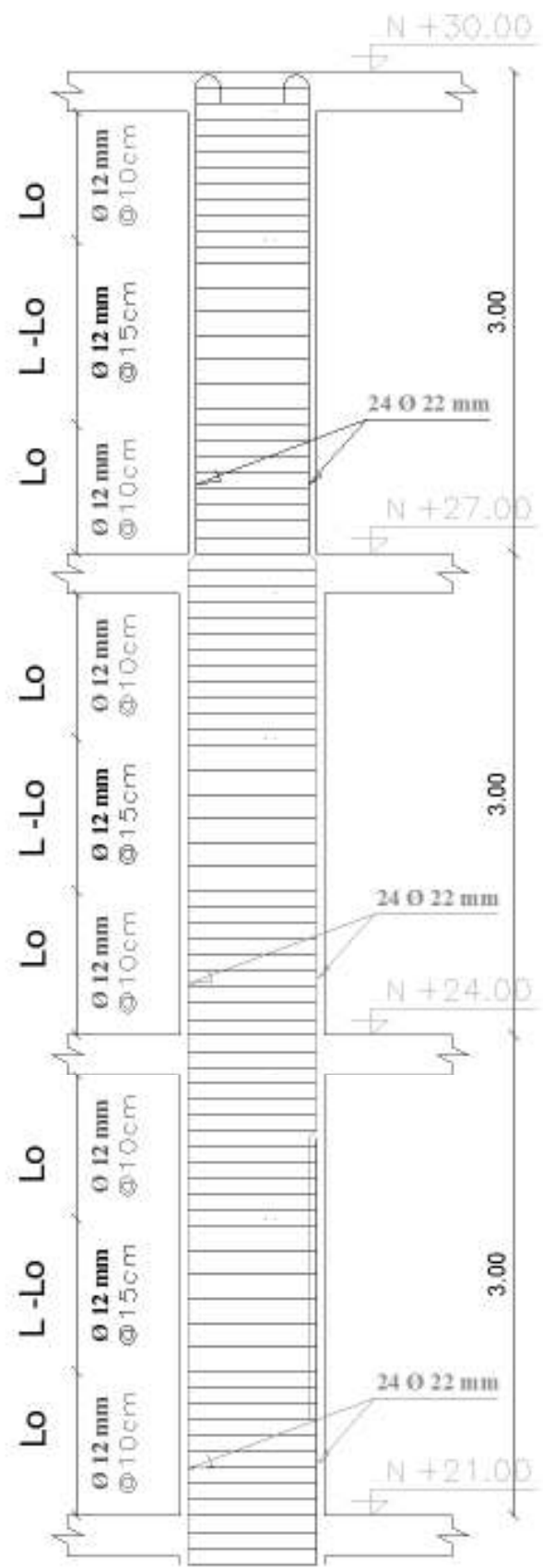
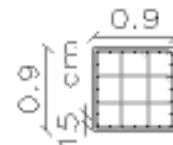
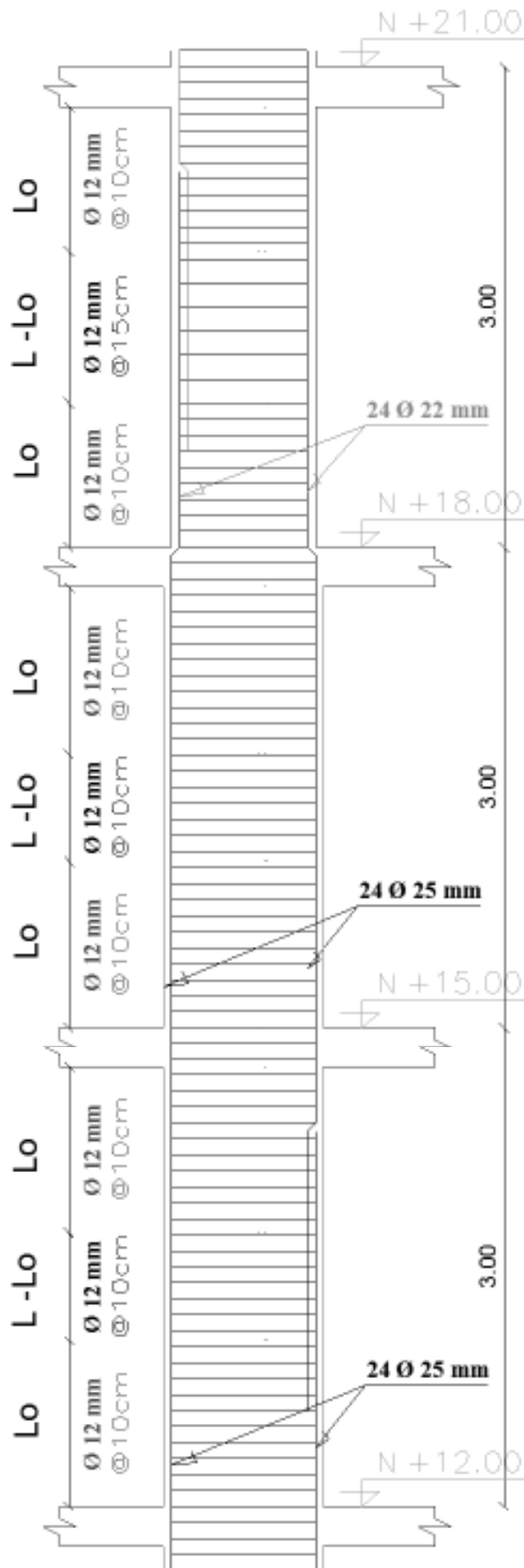


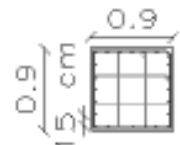
Figura 2.20 Diseños de Columnas interiores edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

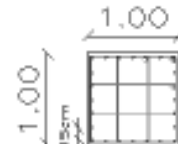




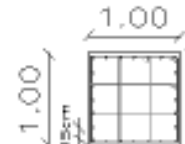
24 Ø 22 mm
Estr. Ø 12 @ 10 cm



24 Ø 22 mm
Estr. Ø 12 @ 15 cm



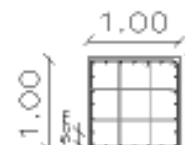
24 Ø 25 mm
Estr. Ø 12 @ 10 cm



24 Ø 25 mm
Estr. Ø 12 @ 10 cm



24 Ø 25 mm
Estr. Ø 12 @ 10 cm



24 Ø 25 mm
Estr. Ø 12 @ 10 cm

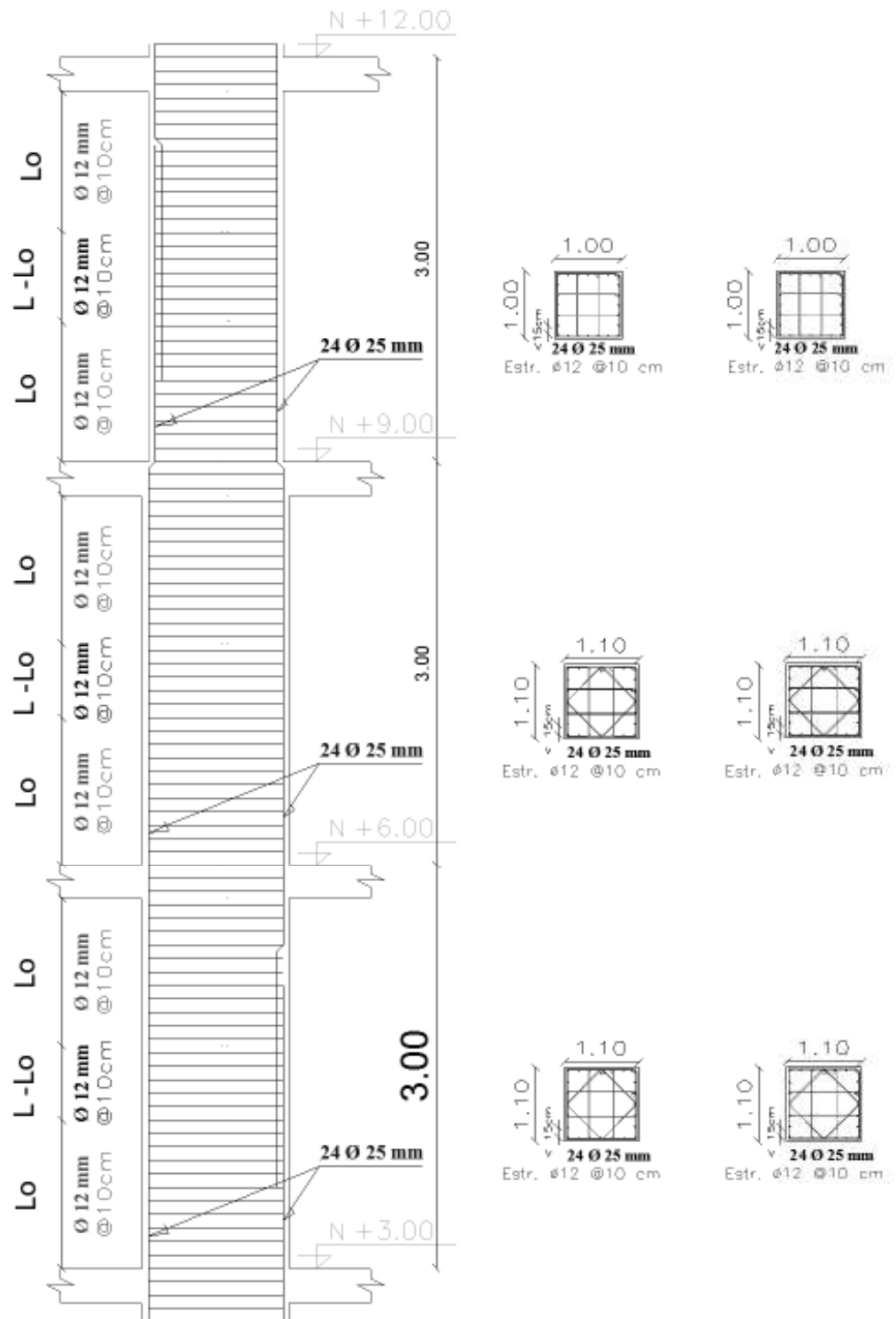
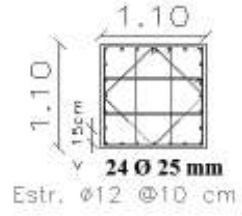
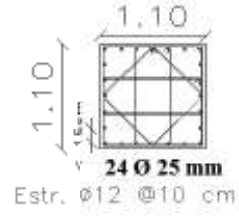
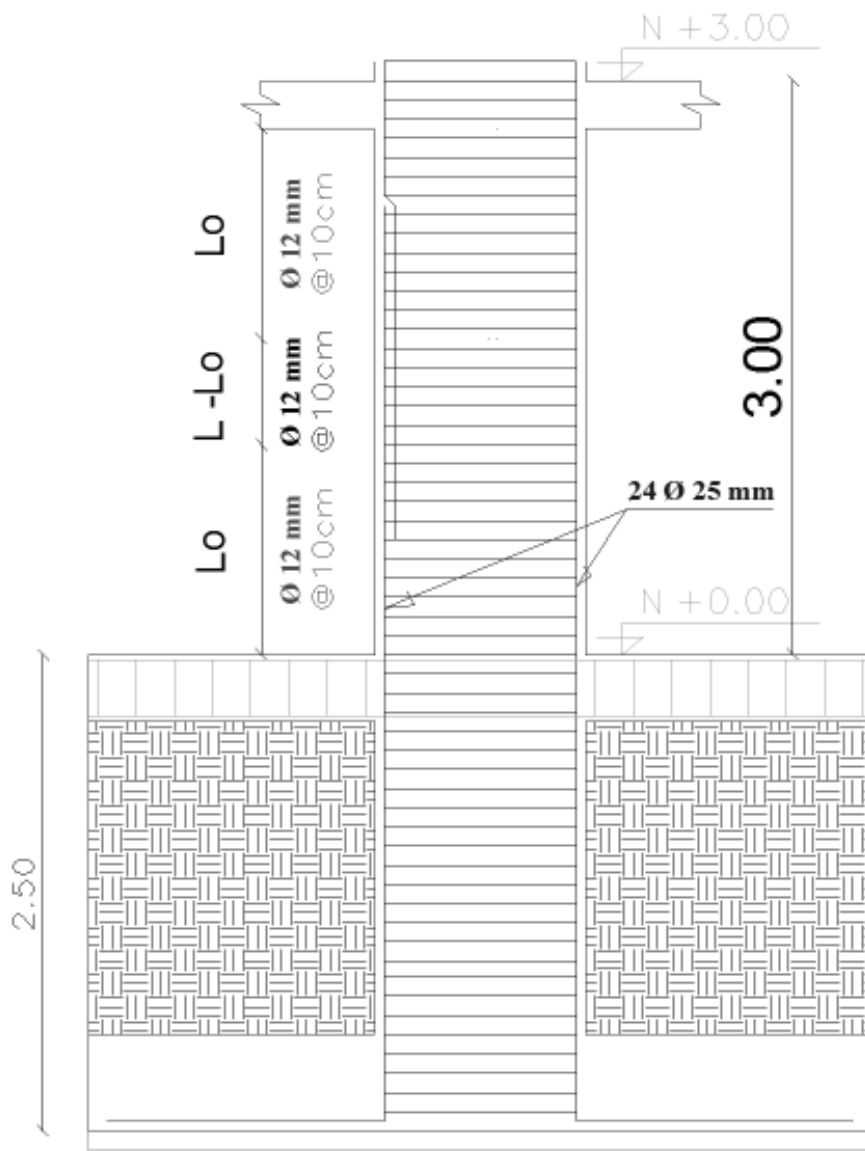
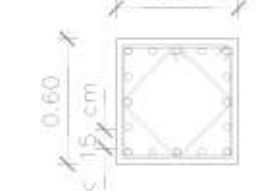
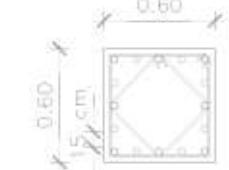
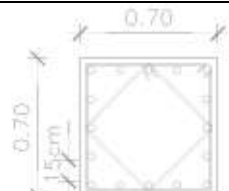
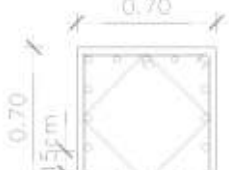
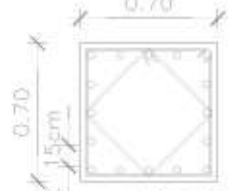
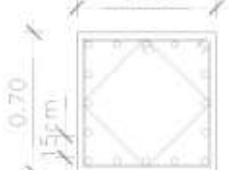
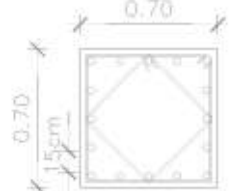
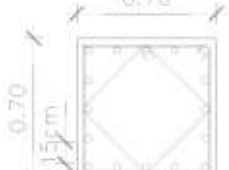


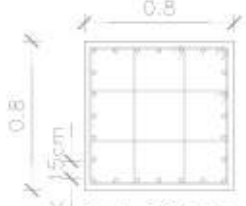
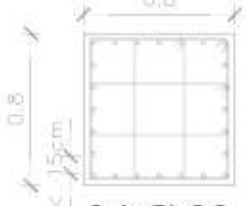
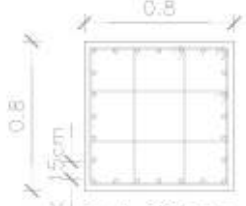
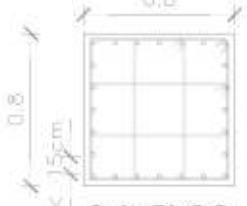
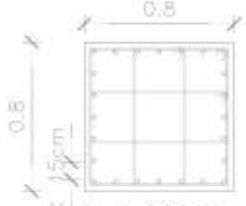
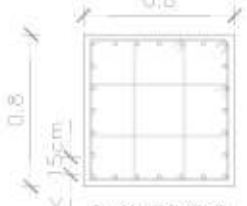
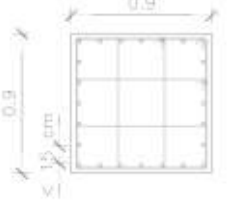
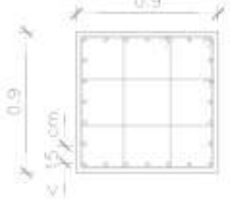
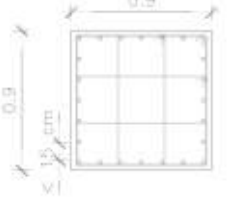
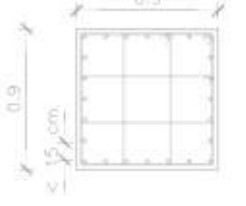
Figura 2.21 Armado Columnas interiores edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M



EDIFICIO DE 10 PISOS

COLUMNA EXTERIORES		
PISO	CABEZA Y PIE	EN EL CENTRO
10-9	 <p>8 Ø 18 mm 8 Ø 16 mm</p> <p>Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>8 Ø 18 mm 8 Ø 16 mm</p> <p>Estr. Ø10 @15 cm</p>
9-8	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @15 cm</p>
8-7	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @15 cm</p>
7-6	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @10 cm</p>	 <p>16 Ø 20 mm</p> <p>Estr. Ø10 @15 cm</p>

6-5	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
4-5	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
3-4	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
2-3	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>
1-2	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p>24 Ø 22 mm Estr. Ø12 @15 cm</p>

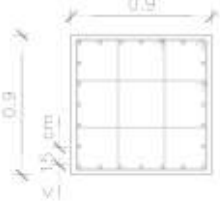
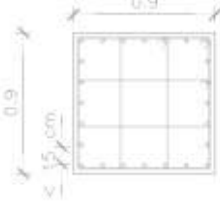
0-1	 <p data-bbox="548 436 743 472">24 Ø 22 mm</p> <p data-bbox="440 478 808 514">Estr. Ø12 @10 cm</p>	 <p data-bbox="1091 436 1286 472">24 Ø 22 mm</p> <p data-bbox="982 478 1351 514">Estr. Ø12 @15 cm</p>
-----	--	--

Figura 2.22 Diseños de Columnas exteriores edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

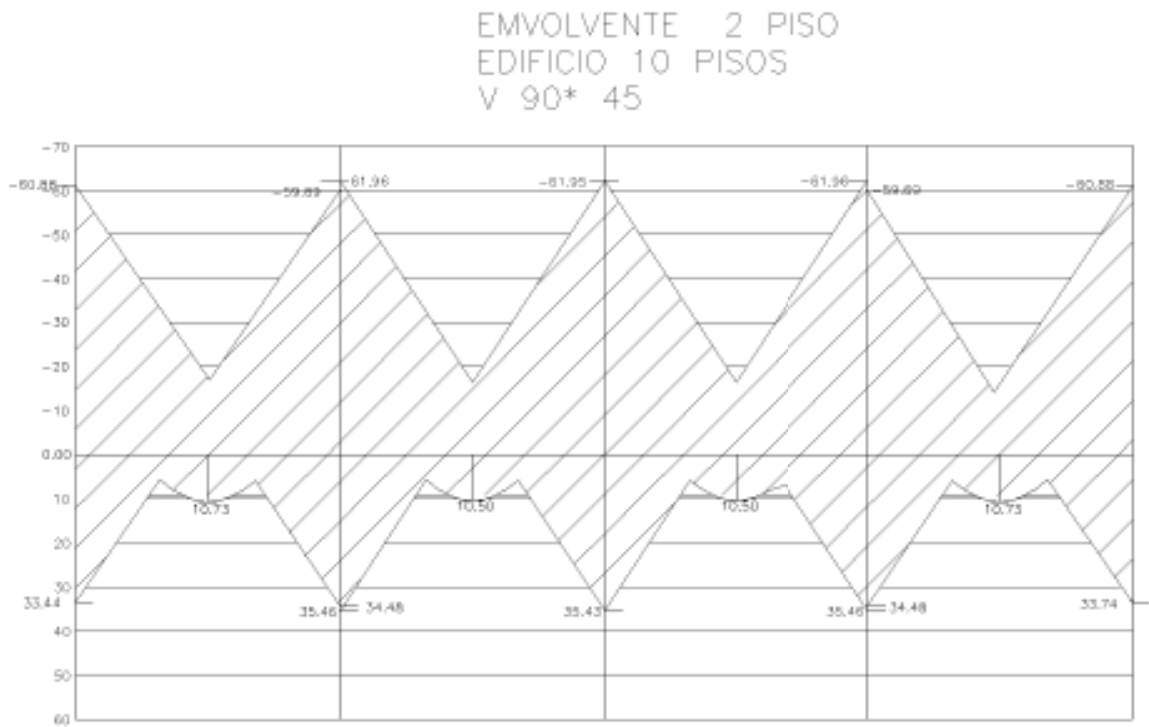


Figura 2.23 Envolvente de Momentos para el 2 Piso de un edificio de 10 pisos
Pórtico 3

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

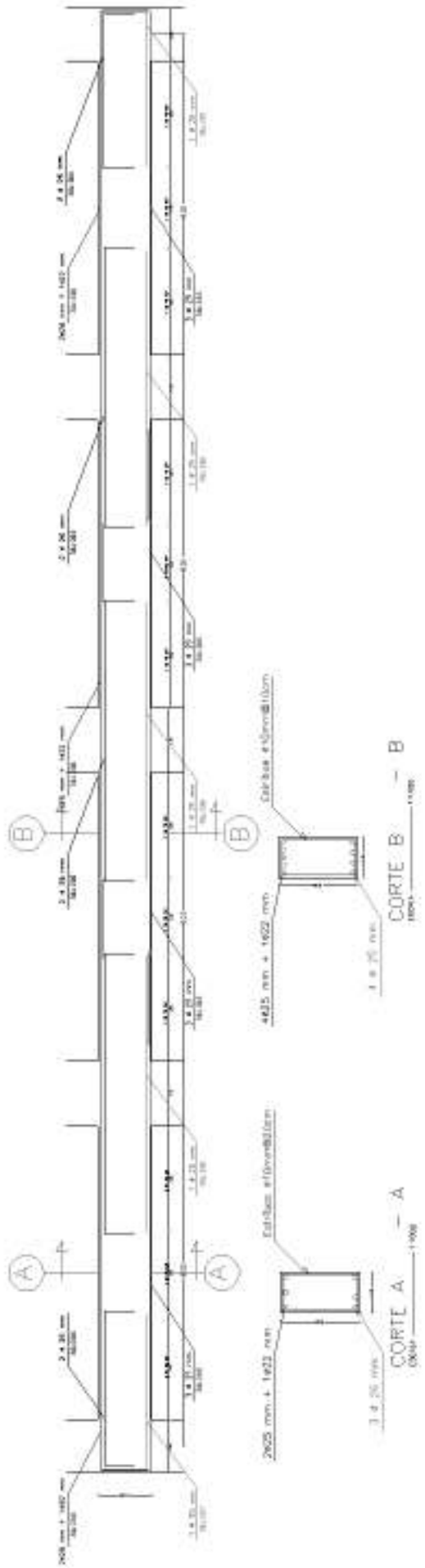
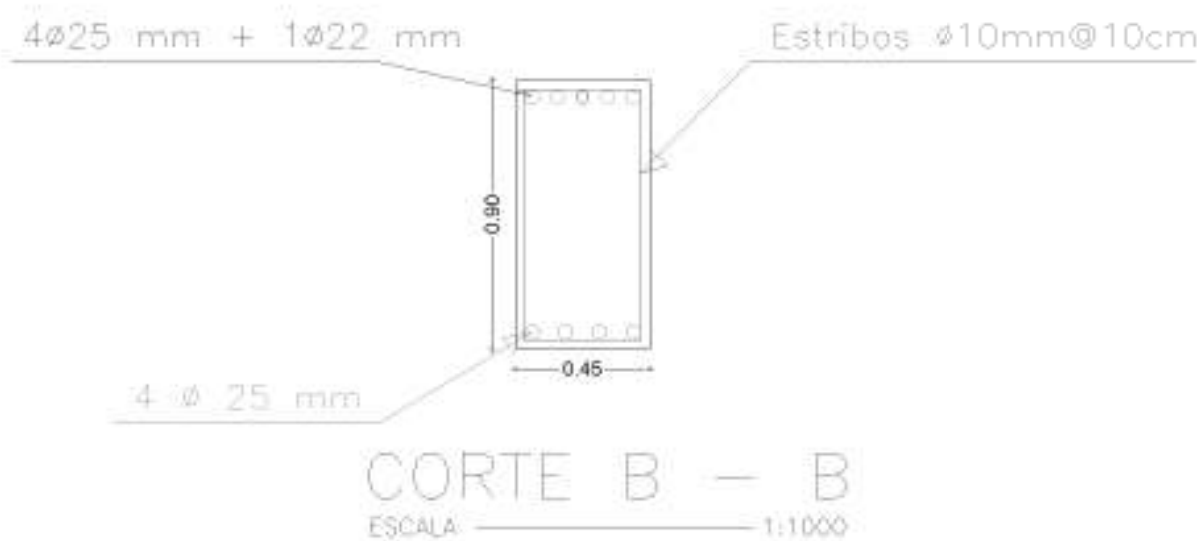


Figura 2.24 Armado de viga 2 Piso, pórtico 3

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

ARMADO DE VIGAS PISOS 1 - 3 - 2 - 4 EXTREMOS



CENTRO

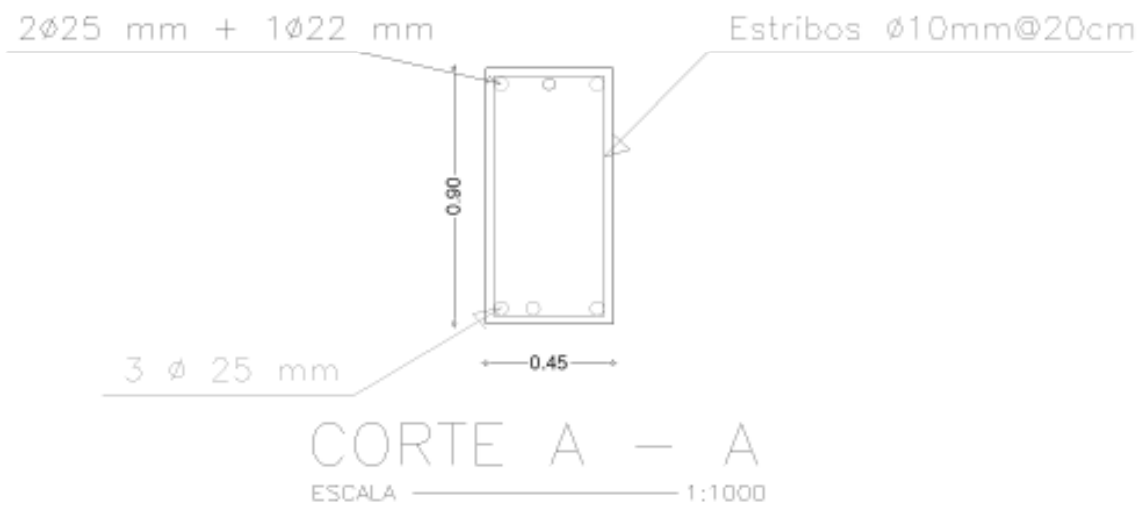


Figura 2.25 Diseños de vigas edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

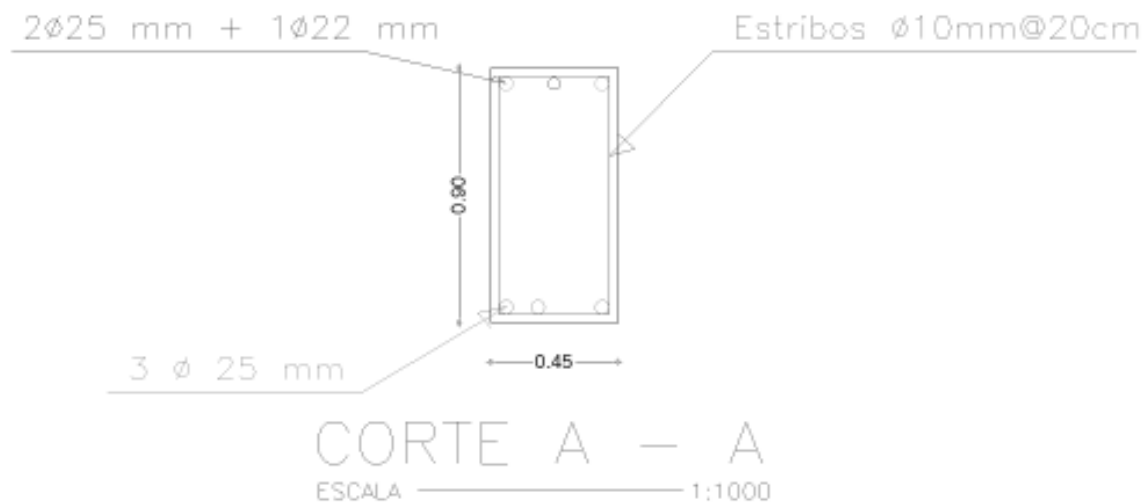
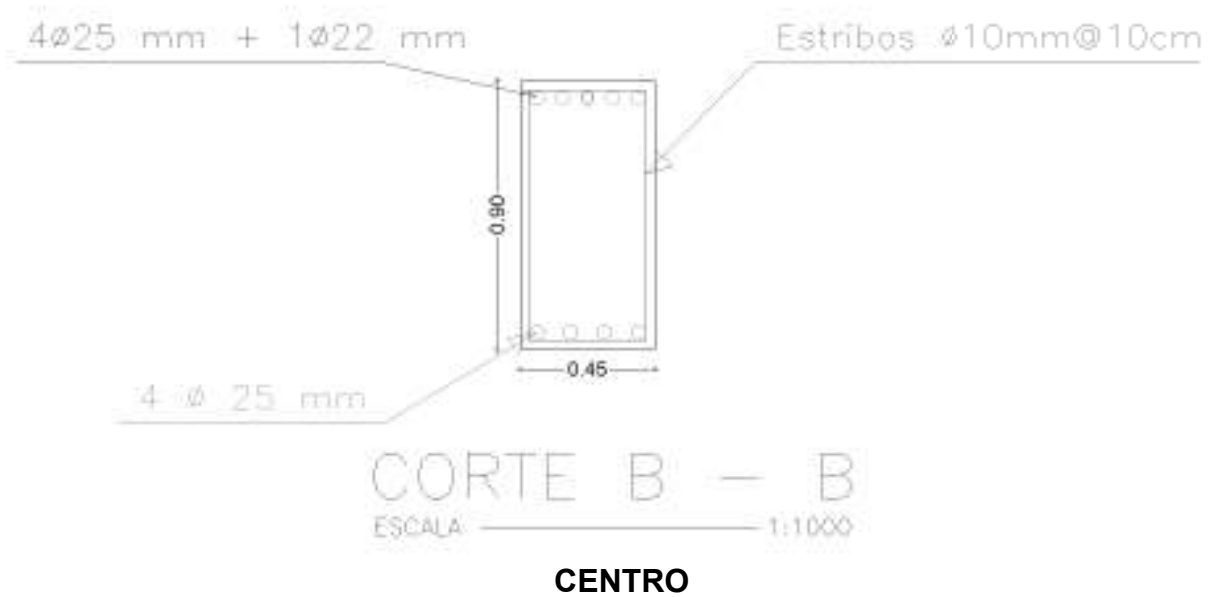
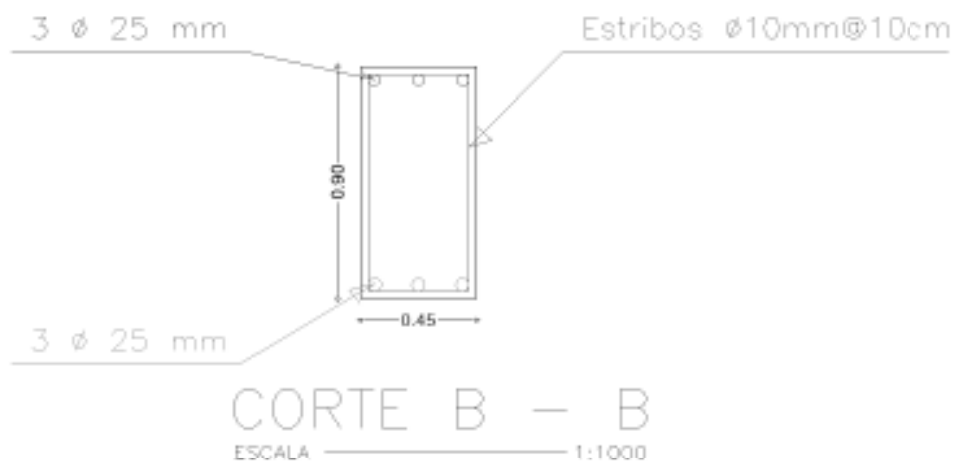
**ARMADO DE VIGAS PISOS 5 – 6 – 7- 8
EXTREMOS**

Figura 2.26 Diseños de vigas edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

ARMADO DE VIGAS PISOS 9 – 10 EXTREMOS



CENTRO

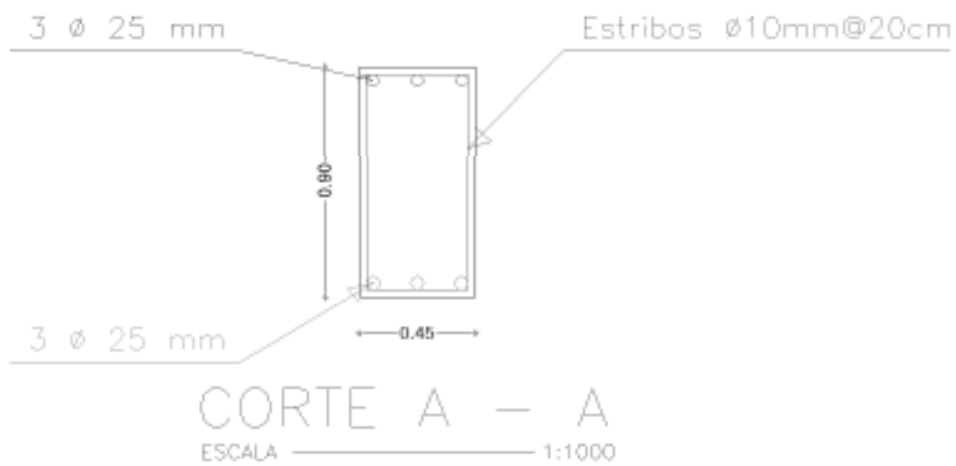


Figura 2.27 Diseños de vigas edificio de 10 pisos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

CAPÍTULO 3

3. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN [NEC 2015]

Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El diseño directo basado en desplazamientos para pórticos de hormigón armado es un procedimiento propuesto por Priestley y Kowalsky [2000]. El DDBD, es un procedimiento para obtener las fuerzas de diseño sísmico, se basa en la transformación de la estructura real, en un sistema de un grado de libertad que se muestra en la Fig 3.1 de masa equivalente, rigidez efectiva, periodo efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente

El DDBD utiliza el concepto de Estructura Substituta (Sozen S. a., 1976), “Rigidez secante” y “Amortiguamiento Viscoso Equivalente”, para caracterizar el comportamiento no lineal de un sistema inelástico como un sistema elástico equivalente

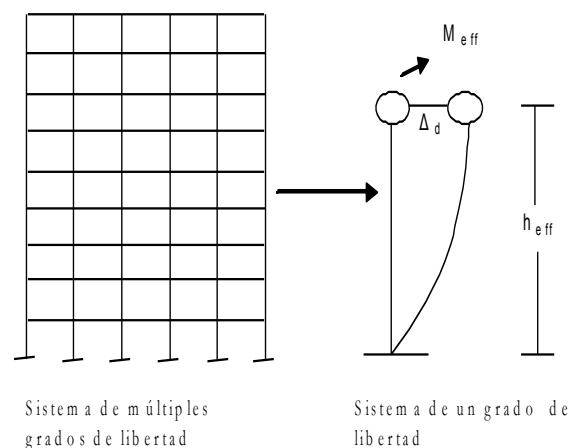


Figura.3.1 Estructura Substituta

El procedimiento empieza con el cálculo del desplazamiento característico y devuelve la resistencia necesaria para encontrar el desplazamiento característico bajo acción sísmica. El DDBD usa el método de linealización equivalente, en el que un sistema inelástico es sustituido por un sistema elástico equivalente con periodo

efectivo T_{eff} y amortiguamiento viscoso equivalente AVE. El amortiguamiento viscoso equivalente se lo calcula en términos de la ductilidad del sistema y de la forma del ciclo histérico de la estructura (Sozen S. a., 1976).

Para el diseño con DDBD se consideró derivas para un nivel de desempeño esperado (sismo raro con un periodo de retorno medio de 475 años), de acuerdo a la relación altura/longitud del pórtico analizado. Los valores de deriva máxima en los pórticos de diseño, deriva se define como la relación entre desplazamiento relativo de un piso con respecto al piso inferior ($d_i - d_{i-1}$) Ec3.1. El procedimiento del método DDBD para un sistema de un grado de libertad se lo realiza de la siguiente manera.

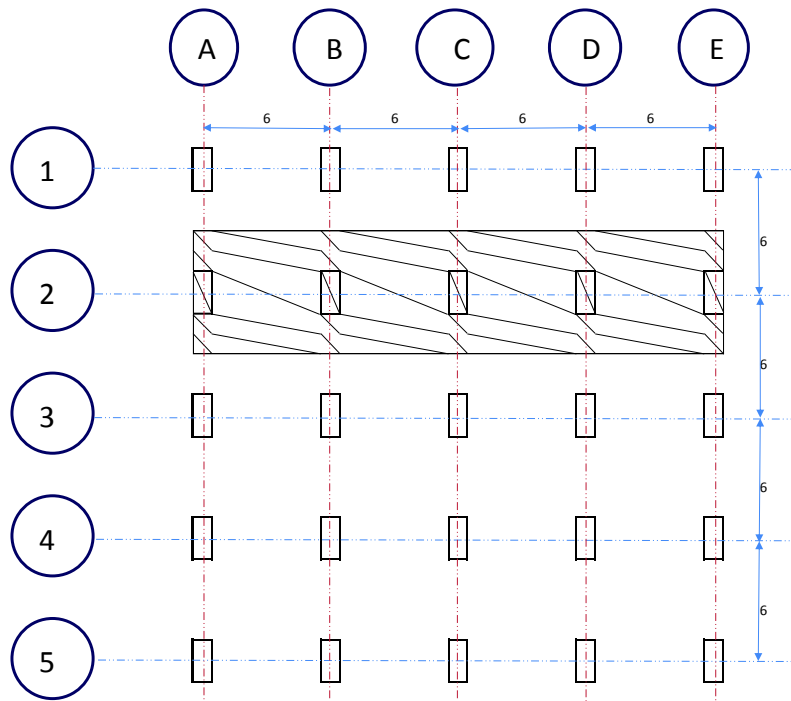
$$d_i = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_i} \quad (3.1)$$

1. Determinar el desplazamiento característico. (Δ_d).
2. Estimar Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE).
3. Determinar el periodo efectivo de la estructura (T_{eff}).
4. Evaluar la rigidez equivalente (K_{eff})
5. Cortante de diseño (V_b).

A continuación, se desarrolla el DDBD, para un edificio de 5 y 10 pisos con los siguientes pasos:

DESARROLLO EDIFICIO DE 5 PISOS

Para el estudio se considera un edificio de 5 pisos de configuración estructural regular tanto en planta como en elevación, de uso esencial y cimentado sobre un suelo tipo D, estos parámetros utilizaremos para revisar el comportamiento de la Metodologías de diseño por desplazamientos. Los edificios esenciales en la ciudad son de 5 pisos.



V 30X60	C 70X70		
V 30X60	C 70X70		
V 40X80	C 90X90		
V 40X80	C 90X90		
V 40X80	C 90X90		H= 3m

Figura 3.2 planta y elevación del edificio

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

CARGAS DE PÓRTICO

NIVEL	CM T/m2	CV T/m2	CT = CM + 0.25% CV T/m2	W LOSA T	W COLUMNAS T	W VIGAS T	W TOTAL T
15	0.544	0.15	0.582	83.808	8.82	20.93	113.558
12	0.654	0.29	0.727	104.688	17.64	20.93	143.258
9	0.654	0.29	0.727	104.688	23.4	32.47	160.558
6	0.654	0.29	0.727	104.688	29.16	32.47	166.318
3	0.654	0.29	0.727	104.688	43.74	32.47	180.898
							764.59

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

3.1. Determinar el desplazamiento característico. (Δ_d).

El perfil de desplazamientos objetivo puede ser determinado, en función de las derivas de piso “ θ_d ”, mediante el diseño por desempeño, y para estructuras de importancia esencial para que se espera no superen a las recomendadas según el (SEAOC), que es de 0,5%.

$$\Delta_c = h * \theta_d = 3 * 0.0005 = 0.0015$$

Para poder determinar se calcula la deformación y distorsión de fluencia “ θ_y ” del acero de refuerzo longitudinal de la sección.

$\varepsilon_y =$ Deformación de fluencia del acero

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2040000} = 0,002059$$

Se calcula los desplazamientos por piso “ δ_i ”, en base a las derivas asumidas “ θ_d ” y a la altura de entrepiso “ h_i ” en función del número de pisos “ n ”

$$\delta_i = \frac{4 H_i}{3 H_n} \left(1 - \frac{H_i}{4 H_n} \right) \dots\dots\dots > 4 \quad (3.3.1)$$

Remplazando los valores de la formula se determina “ δ_i ”, para cada nivel:

$$\delta_1 = \frac{4}{3} \frac{3}{15} \left(1 - \frac{3}{4 * 15} \right) = 0,2533$$

Los desplazamientos para cada nivel son:

$$\Delta_i = \omega_o d_i \left(\frac{\Delta_c}{d_i} \right)$$

$$\Delta_1 = 0,2533.(0,015/0,2533) = 0,0015$$

ALTURA	MASA T	Φ_y	d_i	Δ_i	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i H_i$
15	11.58	0.0077	1	0.05929	0.041	0.686	10.29
12	14.60		0.853	0.05057	0.037	0.739	8.86
9	16.37		0.68	0.04032	0.027	0.66	5.94
6	16.95		0.48	0.02846	0.014	0.482	2.89
3	18.44		0.253	0.015	0.004	0.277	0.83
TOTAL	77.9399			0.19364	0.123	2.844	28.81

Tabla 3.1 Valores determinado para el cálculo de una estructura sustituta.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Con los desplazamientos “ δ_i ” y las masas “ m_i ” por pisos, se calcula el desplazamiento característico del sistema.

$$\Delta_d = \Phi_P \Phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.5)$$

$$\Delta_d = 0,123/ 2,844 = \mathbf{0,043}$$

La altura efectiva “heff”, es aproximadamente 0.6 a 0.7 la altura total del pórtico según Priestley y Kowalsky [2000], la misma que se la obtiene en función de las masas y desplazamientos por cada piso.

$$h_{eff} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \right) \quad (3.7)$$

$$h_{eff} = 28,81 / 2,844 = 10,13 \text{ m}$$

Distorsión de la fluencia en el acero de refuerzo de la sección transversal θ_y

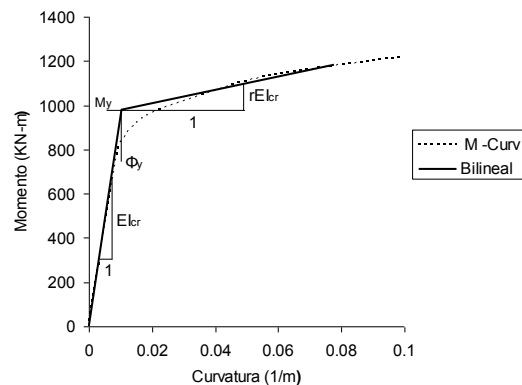


Figura.3.3 Momento curvatura de la sección transversal

Para pórticos de concreto reforzado, la deriva de fluencia “ θ_y ” es obtenida directamente de la expresión desarrollada por Priestley y Kowalsky [2000]. Donde “ l_b ” es el claro y “ h_b ” es el peralte de la viga del primer piso que puede ser aproximada a 0.15 la altura del primer piso. Esta ecuación fue asumida, en resultado de investigaciones previas que muestran pruebas experimentales en las que los resultados son satisfactorios.

$$\theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y l_b}{h_b} \quad (3.8)$$

$$\theta_y = 0,50 * \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0,50 (0,002059)(600/80) = 0,0077$$

Para encontrar el desplazamiento de fluencia “ Δy ”, se multiplica la deriva de fluencia por la altura efectiva del sistema de un grado de libertad.

$$\Delta y = \theta_y * h_{eff} * 0.6 \quad (3.9)$$

$$\Delta y = 0,0077 * 10,13 * .6 = 0,046$$

La ductilidad “ μ ” es un indicador de daño y disipación de la energía en la estructura, se calcula dividiendo el desplazamiento del sistema para el desplazamiento de fluencia usando la ecuación 3.10, pero también se puede calcular dividiendo la deriva del sistema para la deriva de fluencia, usando la ecuación 3,11.

$$\mu = \Delta d / \Delta y \quad (3.10)$$

$$\mu = \theta d / \theta y \quad (3.11)$$

$$\mu = 0,043 / 0,046 = 0,92=1$$

3.2 Estimar Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE).

El concepto de amortiguamiento viscoso generalmente usado para representar la energía disipada por la estructura en el rango inelástico. Tal disipación está dada por varios mecanismos como el agrietamiento, rotula plástica, interacción con elementos no estructurales y la interacción suelo-estructura (**Dwari, 2004**). La reducción en respuesta por la formación de rotulas plásticas ha sido relacionada a la demanda de ductilidad y el periodo por medio amortiguamiento viscoso equivalente para columnas (**Dwairi H, 2007**). O con el uso de reducciones R, μ, T , (reducción de fuerza, ductilidad y periodo) (**Newmark, 1968**). El AVE se calcula con la Ecuación 3.12 en función de la demanda de ductilidad μ y el amortiguamiento viscoso (típicamente de 2 a 5%).

Una vez conocida la ductilidad del pórtico se procede a calcular el amortiguamiento viscoso equivalente “ ξ_{eq} ”, mediante la ecuación deducida por (Dwari, 2004)

$$\xi_{eq} = \xi_v + C_{LT} \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad (3.12)$$

En donde para pórticos de concreto CLT = 65, mientras que el amortiguamiento viscoso elástico “ ξ_v ” es 5% .

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,65 \left(\frac{1-1}{1 * \pi} \right) = 5\%$$

3.3 Determinar el periodo efectivo de la estructura (T_{eff}).

Periodo efectivo (T_{eff})

Utilizando el desplazamiento característico del sistema, el nivel de amortiguamiento y el espectro de respuesta elástico, para la demanda sísmica escogida. Se procede a leer el periodo equivalente Fig.4 del espectro de desplazamientos, con varios niveles de amortiguamiento, propuesto por (Kowalsky D.). El procedimiento se indica en la Fig.4, en el que se muestra el espectro de desplazamientos correspondiente al NEC 2015, con diferentes niveles de amortiguamiento.

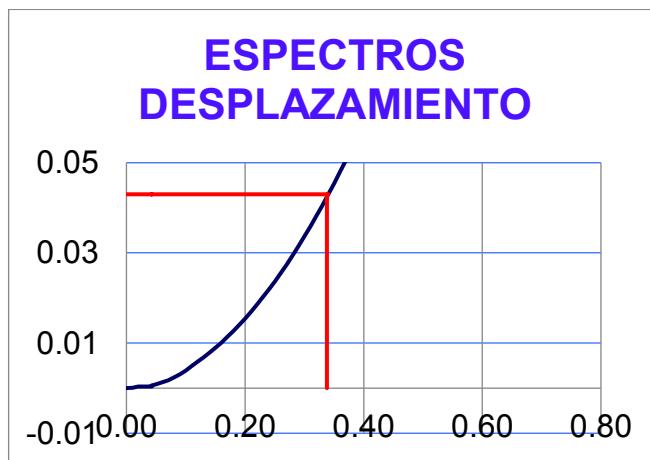


Figura.3.4 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN SUELO TIPO D
Elaborado por: Javier Andrade S.

Fredy Carrillo M.

El espectro de desplazamientos se lo obtuvo a partir del espectro NEC 2015, transformando las aceleraciones a desplazamientos con la ecuación 3.13, quedando el espectro de desplazamientos para un 5% de amortiguamiento. El

mismo espectro para diferentes niveles de amortiguamiento, se lo hace con la ecuación 3.14 del (Eurocódigo(8, 1996) CEN [1996].

$$S_d = \frac{S_a}{W^2} = \frac{S_a}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} \quad (3.13)$$

Se calcula la masa efectiva “meff” de la estructura substituta con la ecuación 3,15 que actuará a una altura efectiva, la misma que aproximadamente según (Sullivan, 2002) es el 70% de la masa total de la estructura.

$$m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.15)$$

$$m_{eff} = 2,844 / 0,043 = \mathbf{66,14 \text{ Ts2/m}}$$

ALTUR A	MAS A T	Φ_y	d_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$ 2	m_i Δ_i	$m_i \Delta_i$ H _i	m_{eff} KN	Heff	Δd	Δy	μ
15	11.58	0.007 7	1	0.059	0.041	0.686	10.29	66.14	10.13	0.043	0.0469	1.00
12	14.60		0.853	0.050 5	0.037	0.739	8.86					
9	16.37		0.68	0.040	0.027	0.66	5.94					
6	16.95		0.48	0.028	0.014	0.482	2.89					
3	18.44		0.253	0.015	0.004	0.277	0.83					
TOTAL	77.939 9			0.193 6	0.123	2.844	28.81					

Tabla 3.2 Datos para cálculo del desplazamiento característico.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

3.4 Evaluar la rigidez equivalente (K_{eff})

Rigidez efectiva (K_{eff})

Con el período efectivo, masa efectiva del sistema, se determina la rigidez efectiva de un sistema equivalente a un grado de libertad Fig3.3

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2 * m_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (3.15)$$

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2 * 66,14}{0,33^2} = 23976.T / m$$

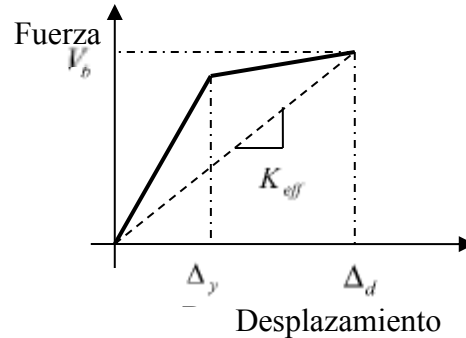


Figura.3.5 Rigidez efectiva

3.5 Fuerza lateral de diseño

Partiendo de un desplazamiento característico y el nivel de ductilidad tenemos la fuerza cortante actuante en la estructura de un grado de libertad.

$$V_b = K_{eff} * \Delta_d \quad (3.16)$$

$$V_b = 23976 \text{ t/m} * 0,043 = 1031, \text{ T}$$

$$V_b = \mathbf{1,3484W} \text{ (Ton)}$$

Si realizamos un análisis a la relación entre el cortante basal V_b , y la masa total del pórtico, tenemos que el cortante basal es $1031/764,59$ es $1,3484W$.

La distribución del cortante basal se lo realiza con la siguiente fórmula 3.17:

$$F_i = F_t + 0,9V_b \cdot \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (3.17)$$

Donde Ft se asignó en 10% del cortante basal al nivel de techo y Ft =0 en los demás pisos.

ALTURA	MASA T	di	Δ_i	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i H_i$	$V_b = K_{ef} \cdot \Delta d$	Fi	Vbi (Ton)
15	11.5757	1	0.0592885	0.041	0.686	10.29		326.92	326.92
12	14.6033	0.853	0.0505731	0.037	0.739	8.86		241.11	568.03
9	16.3668	0.68	0.0403162	0.027	0.66	5.94		215.34	783.37
6	16.9539	0.48	0.0284585	0.014	0.482	2.89		157.26	940.63
3	18.4402	0.253	0.015	0.004	0.277	0.83		90.38	1,031.01
TOTAL	77.9399	0	0.1936364	0.123	2.844	28.81	1031.01		

Tabla 3.3 Datos para cálculo del cortante basal edificio 5 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Una vez obtenido el cortante basal para cada piso, se calcula los momentos en la cara de la columna que demanda una cuantía del refuerzo transversal de la viga como elemento estructural. Chequeamos estas cuantías para modificar o mantener las secciones finales de diseño,

$$A_s = \frac{M_u}{d} * 30$$

$$\rho = \frac{A_s}{bxd}$$

Vbi (Ton)	Vigas bxh (cm)	Col bxh (cm)	Mi VIGAS	As	p
326.92	30x60	70x70	6.00	3.33	0.21
568.03	30x60	70x70	9.00	5.00	0.31
783.37	40x80	90x90	27.00	10.95	0.37
940.63	40x80	90x90	60.00	24.32	0.82
1,031.01	40x80	90x90	60.00	24.32	0.82

Tabla 3.4 cuantía para los elementos en vigas secciones transversales.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

3.6 Diseño de elementos estructurales

Los momentos de diseño para la posición de articulaciones plásticas potenciales, bajo fuerzas laterales, se basa en rigideces consistentes con la respuesta del desplazamiento inelástico máximo.

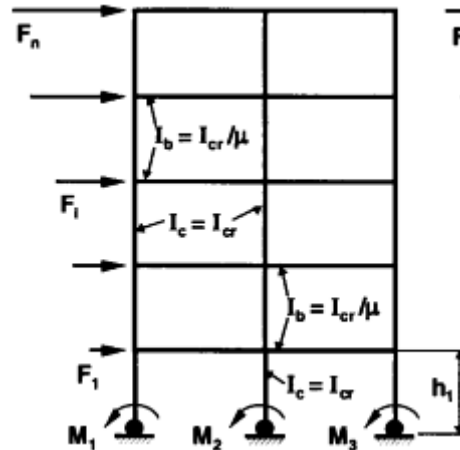


Figura 3. 10 rigideces para estructura sustituta.

Elaborado: (Kowalsky P. y., 2000)

1. Los momentos de Volteo de piso se determina con la siguiente formula

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} + M_{b3} = V_b (0.6h_1) \quad (3.17) \text{ Priestley 2000}$$

$$M_v = \sum F_i H_i + V_b (H - 0)$$

$$M_v = 10949,40 + 1031 * (3 - 0) = 14042 \text{ T-m}$$

2. Momento en la base de la columna

$$\sum M_c = V_b * 0,6 * h_1 = \quad (3.18)$$

$$M_c = 1031 * 0,6 * 3 = 1855,82 \text{ T-m}$$

3. Cortante sísmicos de viga en el extremo del vano correspondiente a las fuerzas laterales

$$T = (\sum FiHi - \sum Mc) / Lb \quad (3.19)$$

$$T = (10949.91 - 1855.82) / 24 = 378,92 \text{ T}$$

Para que las derivas de piso no excedan los límites de diseño, es importante que la distribución vertical de los cortantes en las vigas corresponda con la demanda sísmica.

$$\sum VB = T \cdot (V_{si} / \sum V_{si}) \quad (3.20)$$

$$VB = 378,92 \cdot (V_{si} / 1031,58)$$

4. Momentos sísmicos de la Viga en los extremos del vano

Los momentos son calculados corresponden a fuerza sísmica lateral en la cara de la columna:

$$M_{Bi} = V_{Bi} \frac{L_1 - h_c}{2} \quad (3.21)$$

H (m)	Fi (Ton)	Vsi (Ton)	Fi.Hi (T-m)	Mc (T-m)	T (Ton)	Vbi (Ton)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Vigas bxh (cm)	Col bxh (cm)	Mbi Cara de Columna (T-m)
15	326.92	326.92	-			33.94	89.94	30x60	70x70	89.94
12	241.11	568.03	980.76			58.97	156.27	30x60	70x70	156.27
9	215.34	783.37	2,684.87			81.33	215.51	40x80	90x90	207.38
6	157.26	940.63	5,034.98			97.65	258.78	40x80	90x90	249.01
3	90.38	1,031.01	7,856.88			107.03	283.64	40x80	90x90	272.94
-	-	-	10,949.91			0	-			
TOTAL		3,649.97	10,949.91	1,855.82	378.92					

Tabla 3.7 Momentos de volteo y momentos sísmicos de vigas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

5. Fuerzas de cortante de diseño en columnas

Los cortantes en las columnas son divididos entre las columnas interiores y exteriores en proporción de participación de 1.2 de tal manera que el VF del pórtico se asigna 1/3 para columnas interiores y 1/6 para las exteriores.

$$V_{E1} = \frac{1}{6} \sqrt{2} V_{s1} \quad (3.22)$$

$$V_{E1} = \frac{1}{3} \sqrt{2} V_{s1} \quad (3.23)$$

Piso	H (m)	Col bxh (cm)	Vsi (Ton)	VEe1 Col- Exterior (T-m)	VEi1 Col- Interior (T-m)	VUe2 Col- Exterior (T-m)	VUi1 Col- Exterior (T-m)
5	15	70x70	326.92	77.06	154.11	249.83	499.67
4	12	70x70	568.03	133.89	267.77	326.55	653.11
3	9	90x90	783.37	184.64	369.29	395.07	790.15
2	6	90x90	940.63	221.71	443.42	445.11	890.23
1	3	90x90	1,031.01	243.01	486.02	473.87	947.74

Tabla 3.8 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

6. Momentos de diseño en columna

El cortante de columna se amplifico a partir de los valores de las fuerzas laterales de diseño, entonces el factor de reducción de resistencia relacionado a la resistencia a la flexión es tomado como la unidad, basado en que una tendencia y factor de amplificación dinámica Fig.3.11

$$M_N \geq \phi^0 \cdot \omega_f \cdot M_E \quad (3.21)$$

$$\omega_{fc} = 1.15 + 0.13(\mu^0 - 1) \quad (3.22)$$

$$\omega_{fc} = 1.15 + 0.13(1 - 1) = 1.15$$

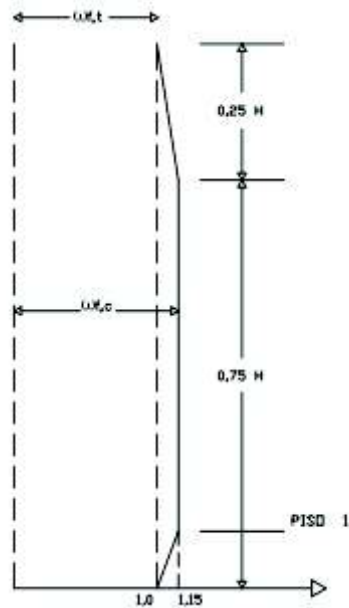


Figura 3.11 Aplicación dinámica de momentos de columnas

Piso	H (m)	Col bxh (cm)	Vigas bxh (cm)	M _{bi} Eje de Columna (T-m)	V _{EI1} Col-Interior (T-m)	M _{C1.f} Interior (T-m)	M _{C1.f} Exterior (T-m)	W _f	M _{AC} Int. Eje Viga (T-m)	M _{AC} Int. Eje Viga (T-m)	M _{UC} Int. Cara Viga (T-m)	M _{UC} Int. Cara Viga (T-m)
5	15	70x70	30x60	147.11	154.11	208.05	164.47	1.00	280.87	222.04	226.93	168.10
4	12	70x70	30x60	6.91	267.77	9.77	7.73	1.12	14.78	11.68	-	(82.04)
4		70x70	30x60	255.62		361.49	285.78	1.12	546.57	432.10	546.57	432.10
3	9	90x90	40x80	8.64	369.29	12.22	9.66	1.15	18.97	15.00	-	(151.18)
3		90x90	40x80	352.52		498.53	394.11	1.15	773.97	611.86	773.97	611.86
2	6	90x90	40x80	23.39	443.42	33.08	26.15	1.15	51.35	40.60	-	(158.94)
2		90x90	40x80	423.29		598.61	473.23	1.15	929.34	734.69	929.34	734.69
1	3	90x90	40x80	31.84	486.02	45.03	35.60	1.15	69.91	55.26	-	(163.45)
1		90x90	40x80	463.95		656.12	518.70	1.15	1,018.63	805.28	1,018.63	805.28
0	0			463.95				1	-	-		

Tabla 3.8 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

7. Cargas axiales columnas exteriores

Las fuerzas axiales se las determina a partir de las cargas de gravedad, además de las fuerzas axiales que contribuyen los cortantes sísmicos de las vigas.

Carga viva reducida

$$L_r = L_o \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_L + A_T}} \right) \quad (3.22) \text{ NEC 2015}$$

El factor de reducción es tomado de la tabla 4.5 pagina 226 libro Seismic Design of reinforce concrete and masonry buildings (Paulay, 1992).

PISO	H (m)	CM _i (T)	CM _{acum} (T)	Carga Viva Reducida (T/m ²)	F Axial C _v r (T)	M _{bi} Eje de Columna (T-m)	Carga Sismica Piso, i (T)	Carga Sismica Piso, Acum (Ton)	Factor de Reducción (T)	Carga Sismica Diseño (T)	Comb U1 CM+CVr	Comb U2 CM+CVr+CS	Comb U3 CM+CVr-CS
5	15	11.58	11.58	0.07	4.02	147.11	66.20	66.20	1.00	66.20	15.60	81.80	(50.60)
4	12	14.60	29.21	0.09	5.08	255.62	115.03	115.03	0.95	109.28	34.28	143.56	(89.60)
3	9	16.37	32.73	0.11	5.69	352.52	158.63	158.63	0.93	147.53	38.42	185.95	(125.47)
2	6	16.95	33.91	0.11	5.89	423.29	190.48	190.48	0.91	173.34	39.80	213.14	(150.49)
1	3	18.44	36.88	0.12	6.41	463.95	208.78	208.78	0.89	184.77	43.29	228.06	(159.92)
TOTAL		77.94	155.88										

Tabla 3.9 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.

Fredy Carrillo M

8. Cargas axiales columnas interiores

PISO	H (m)	CM, i (T)	CM, acum (T)	Carga Viva Reducida (T/m ²)	F Axial C _{vr} (T)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Carga Sismica Piso, i (T)	Carga Sismica Piso, Acum (Ton)	Factor de Reduccion (T)	Carga Sismica Diseño (T)	Comb U1 CM+CVr	Comb U2 CM+CVr+CS	Comb U3 CM+CVr-CS
5	15	11.58	11.58	0.07	4.02	208.05	187.24	187.24	1.00	187.24	15.60	202.84	- 171.65
4	12	14.60	29.21	0.09	5.08	9.77	8.79	8.79	1.00	8.79	34.28	43.08	10.88
3	9	16.37	32.73	0.11	5.69	12.22	11.00	11.00	1.00	11.00	38.42	49.42	11.06
2	6	16.95	33.91	0.11	5.89	33.08	29.77	29.77	1.00	29.77	39.80	69.57	- 6.92
1	3	18.44	36.88	0.12	6.41	45.03	40.53	40.53	1.00	40.53	43.29	83.82	- 15.68
TOTAL		77.94	155.88										

Tabla 3.9 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

9. Refuerzo longitudinal de la viga

PISO	H (m)	Vigas b x h (cm)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Mbi Cara de Columna (T-m)	Mgi Eje de Columna (T-m)	Mgi Cara de Columna (T-m)	As	ρ %
5	15	30x60	89.94	89.94	11.68	11.68	27.99	1.56
4	12	30x60	156.27	156.27	15.61	15.61	48.64	2.70
3	9	40x80	215.51	207.38	16.82	16.82	67.08	3.73
2	6	40x80	258.78	249.01	17.48	17.48	80.54	4.47
1	3	40x80	283.64	272.94	16.78	16.78	88.28	4.90

Tabla 3.10 Momentos

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Las combinaciones de momentos para la viga del piso 2, está distribuido como se indica en la tabla

MD	- 9.60	5.67	- 9.46	- 9.36	5.57	- 9.67	- 9.67	5.57	- 9.63	- 9.46	5.67	- 9.64
ML	- 3.26	3.01	3.19	- 3.25	2.94	- 3.27	- 3.26	3.10	- 3.25	- 3.19	1.91	- 3.26
ME	43.56		- 42.52	41.72		- 41.48	41.68		- 41.72	42.53		- 43.56
(1.4D)	- 13.44	7.94	- 13.24	- 13.10	7.80	- 13.54	- 13.54	7.80	- 13.48	- 13.24	7.94	- 13.50
(1.2D+1.6L)	- 16.74	11.62	- 6.25	- 16.43	11.39	- 16.84	- 16.82	11.64	- 16.76	- 16.46	9.86	- 16.78
(1.2D+L)	- 14.78	9.81	- 8.16	- 14.48	9.62	- 14.87	- 14.86	9.78	- 14.81	- 14.54	8.71	- 14.83
(1.2D+E+L)	28.78	9.81	- 50.68	27.24	9.62	- 56.35	26.82	9.78	- 56.53	27.99	8.71	- 58.39
(1.2D-E+L)	- 58.34	9.81	34.36	- 56.20	9.62	26.61	- 56.54	9.78	26.91	- 57.07	8.71	28.73
(0,9D+1.E)	34.92	5.10	- 51.03	33.30	5.01	- 50.18	32.98	5.01	- 50.39	34.02	5.10	- 52.24
(0,9D-1.E)	- 52.20	5.10	34.01	- 50.14	5.01	32.78	- 50.38	5.01	33.05	- 51.04	5.10	34.88

Tabla 3.10 combinaciones de momentos para el diseño

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

La envolvente de momento para la viga se muestra en la Figura 3.12

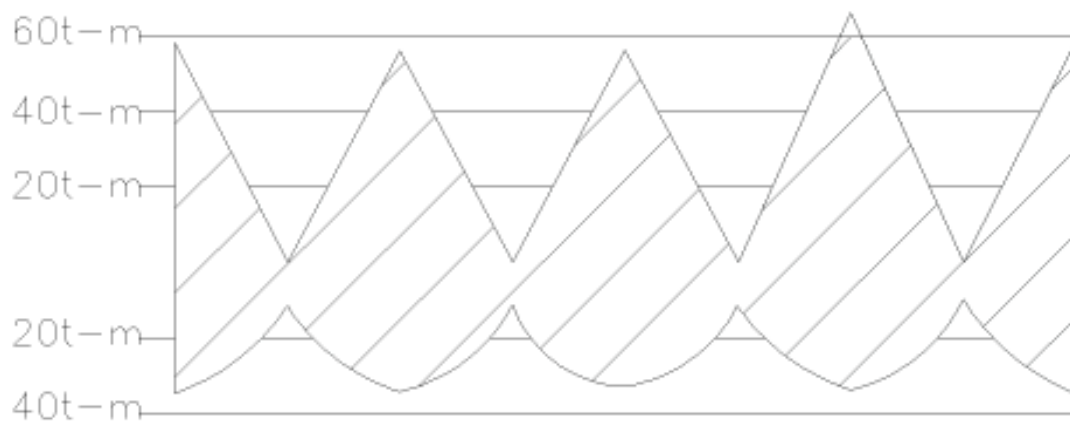


Figura3.12 envolvente de momentos para viga

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

10. Refuerzo longitudinal de columnas

PIS O	H (m)	Vu (T)	Col bxh (cm)	Vc (T)	4Vc (T)	Vs (T)	s	h' ,	Ash 1	Ash 2	Av	Mu (t-m)	Pu (t)	As
5	15	326.92	70x70	34.41	137.63	350.21	10	63	2.22	2.835	13.26	226.93	81.80	49.00
4	12	568.03	70x70	34.41	137.63	633.87	10	63	2.22	2.835	23.98	546.57	143.56	49.00
3	9	783.37	90x90	34.41	137.63	887.21	10	83	2.19	3.735	24.79	773.97	185.95	89.00
2	6	940.63	90x90	34.41	137.63	1,072.22	10	83	2.19	3.735	30.10	929.34	213.14	89.00
1	3	1,031.01	90x90	34.41	137.63	1178.545	10	83	2.19	3.735	33.15	1,018.63	228.06	89.00

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

3.3 EDIFICIO DE 10 PISOS

Para el estudio se considera un edificio de 10 pisos, debido a que en la ciudad de Quito la existen edificios de esa altura, con una configuración estructural regular tanto en planta como en elevación, de uso oficinas y cimentado sobre un suelo tipo C, estos parámetros utilizaremos para revisar el comportamiento de la metodologías de diseño de desplazamientos.

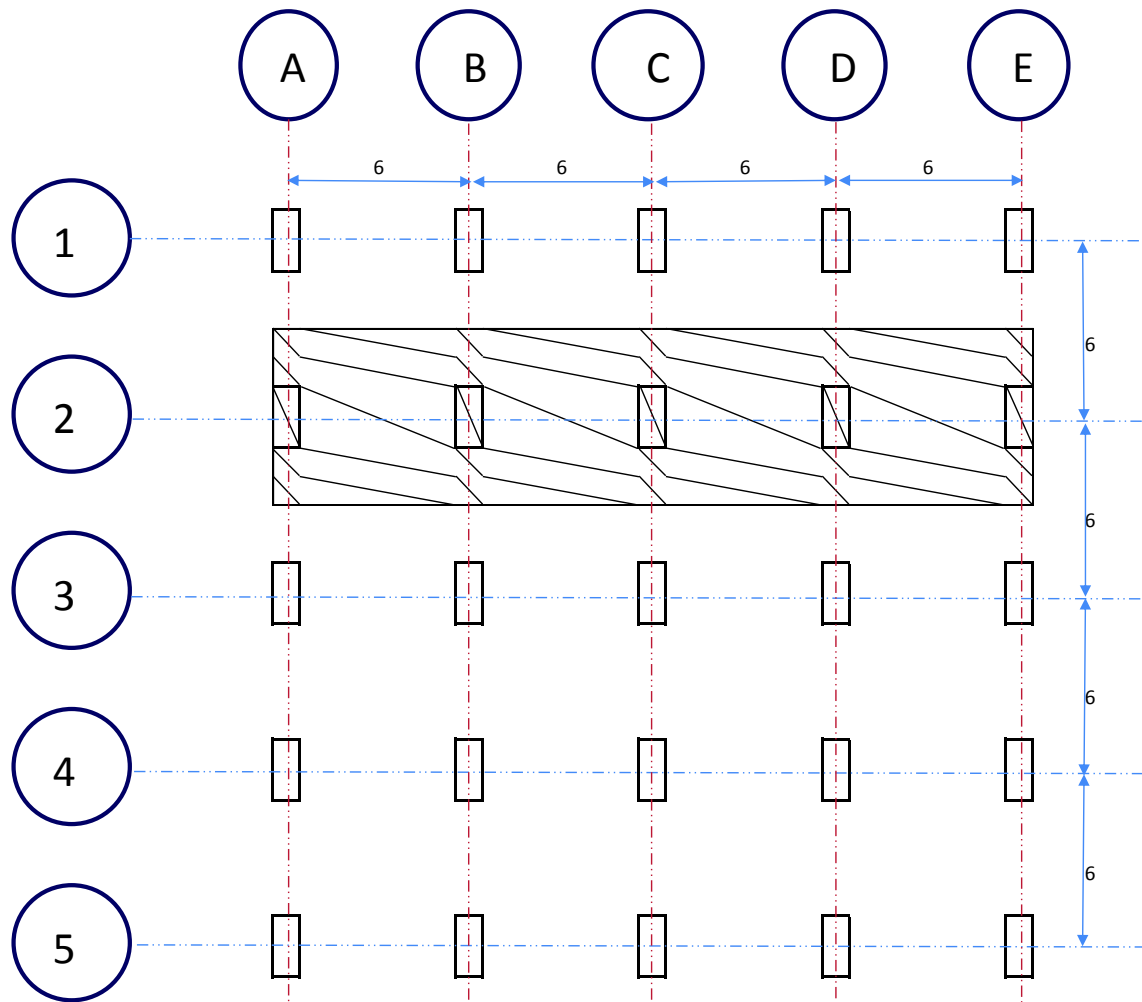


Figura 3.6 Planta del edificio

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

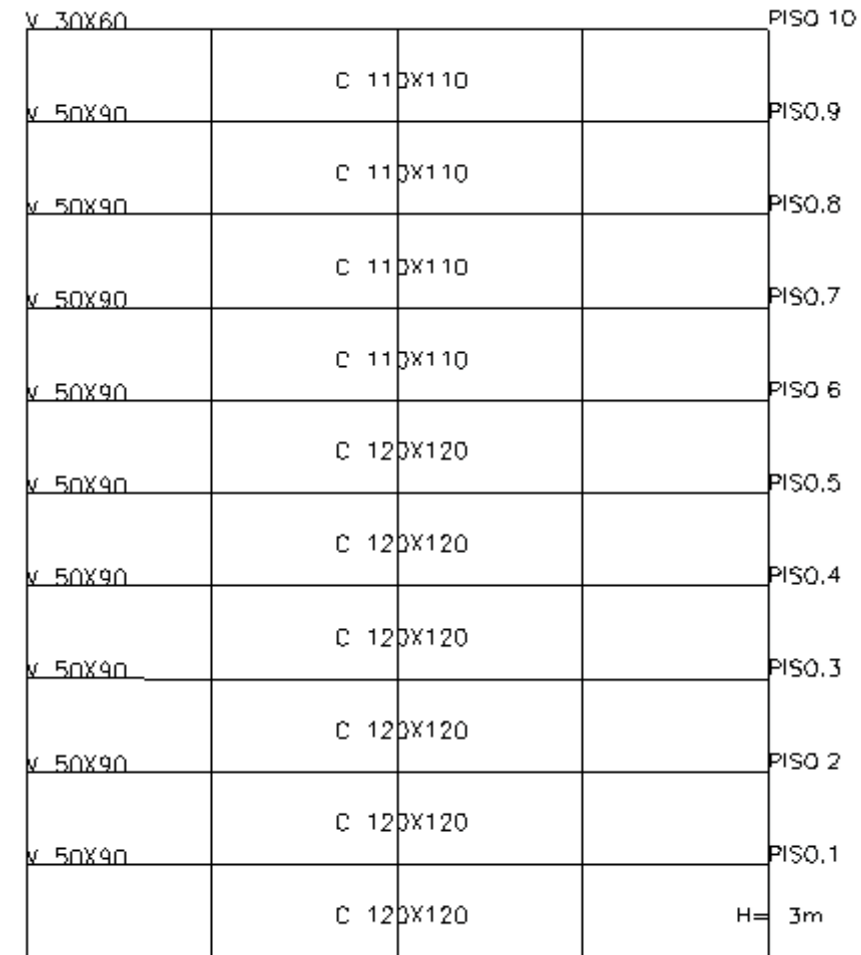


Figura 3.6 Elevación del edificio

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Las Cargas consideradas en el pórtico son las siguientes:

NIVEL	CM T/m2	CV T/m2	CT = CM + 0.25% CV T/m2	W LOSA T	W COLUMNAS T	W VIGAS T	W TOTAL T
30	0.635	0.15	0.673	96.912	21.78	11.06	129.752
27	0.745	0.25	0.808	116.352	43.56	10.53	170.442
24	0.745	0.25	0.808	116.352	47.7	10.53	174.582
21	0.745	0.25	0.808	116.352	51.84	13.11	181.302
18	0.745	0.25	0.808	116.352	56.34	13.12	185.812
15	0.745	0.25	0.808	116.352	60.84	13.12	190.312
12	0.745	0.25	0.808	116.352	60.84	13.12	190.312
9	0.745	0.25	0.808	116.352	60.84	15.22	192.412
6	0.745	0.25	0.808	116.352	60.84	23.23	200.422
3	0.745	0.25	0.808	116.352	91.26	23.23	230.842
							1846.19

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

1. Determinar el desplazamiento característico. (Δ_d).

El perfil de desplazamientos Objetivo puede ser determinado, en función de las derivas de piso " θ_d ", mediante el Diseño por desempeño, y para estructuras de importancia esencial para que se espera no superen a las recomendadas según el SEAOC, que es de 1.5%.

$$\Delta_c = h * \theta_d = 3 * 0.015 = 0.045$$

Deformación de fluencia del acero

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2040000} = 0,002059$$

Desplazamientos por piso

$$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$$

$$\delta_1 = \frac{4}{3} \frac{3}{30} \left(1 - \frac{3}{4 * 30} \right) = 0,13$$

$$\delta_2 = \frac{4}{3} \frac{6}{30} \left(1 - \frac{6}{4 * 30} \right) = 0,253$$

Los desplazamientos para cada nivel son:

$$\Delta_i = \omega_o d_i \left(\frac{\Delta_c}{d_i} \right)$$

$$\Delta_1 = 0,13 \times (0,045/0,13) = 0,050$$

$$\Delta_2 = 0,253 \times (0,045/0,13) = 0,165$$

ALTURA	MASA T	ϕ_y	d_i	Δ_i	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i H_i$
30	14.823	0.00686	1	0.3461538	1.776	5.131	153.93
27	18.456		0.93	0.3219231	1.913	5.941	160.42
24	18.841		0.853	0.2952692	1.643	5.563	133.52
21	19.53		0.77	0.2665385	1.387	5.206	109.32
18	21.082		0.68	0.2353846	1.168	4.962	89.32
15	21.779		0.583	0.2018077	0.887	4.395	65.93
12	21.779		0.48	0.1661538	0.601	3.619	43.42
9	21.571		0.37	0.1280769	0.354	2.763	24.86
6	21.571		0.253	0.0875769	0.165	1.889	11.33
3	24.488		0.13	0.045	0.05	1.102	3.31
TOTAL	203.92				9.944	40.571	795.36

Tabla 3.5 datos para el cálculo de desplazamiento característico

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Desplazamiento característico del sistema.

$$\Delta_d = \Phi_P \Phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

$$\Delta_d = 9,944 / 40,571 = 0,245$$

Altura efectiva del sistema

$$h_{eff} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \right)$$

$$h_{eff} = 795,36 / 40,571 = 19,604 \text{ m}$$

Desplazamiento de fluencia “ Δy ”, se multiplica la deriva de fluencia por la altura efectiva del sistema de un grado de libertad.

Deriva de fluencia “ θ_y ”

$$\theta_y = \frac{0,5 \varepsilon_y L_b}{h_b}$$

$$\theta_y = 0,50 * \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0,50 (0,002059)(600/90) = 0,0068$$

$$\Delta y = \theta_y * h_{eff}$$

$$\Delta y = 0,0068 * 19,60 = 0,1345$$

La ductilidad “ μ ” del sistema

$$\mu = \Delta d / \Delta y \quad (3.10)$$

$$\mu = \theta d / \theta y \quad (3.11)$$

$$\mu = 0,245 / 0,1345 = 1,82$$

2. Estimar Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE).

$$\xi_{eq} = \xi_v + C_{LT} \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad (3.12)$$

En donde para pórticos de concreto CLT = 65, mientras que el amortiguamiento viscoso elástico “ ξ_v ” es 5% .

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,65 \left(\frac{1,82 - 1}{1,82 * \pi} \right) = 14,33$$

El factor de reducción de demanda sísmica

$$\Delta_{T,\xi\%} = \Delta_{T,5\%} \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{0.5}$$

$$R_{T,\xi\%} = \left(\frac{7}{2 + 14,33} \right)^{0.5} = 0,6548$$

3. Determinar el periodo efectivo de la estructura (T_{eff}).

$$\Delta d = 0,245$$

$$\xi_{eq} = 14,33$$

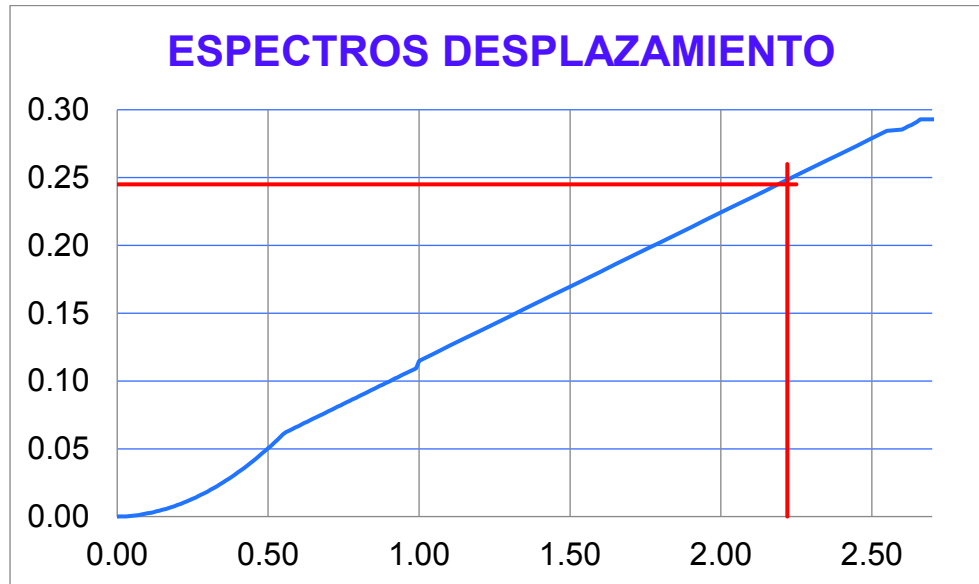


Figura 3.7 espectro de desplazamiento para un $\xi_{eq} = 14,33$.

Teff= 2,23 S

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

Entonces:

Suelo tipo: C

Zona V: 0,40

Fa: 1,2

Fs: 1,11

Fd: 1,11

Tc: 0,55

Teff: 2,23

TL: 2,66

$$Si \ T_c \leq T_{eff} \leq T_L$$

$$Si \ T_{eff} > T_L : T_{eff} = T_L$$

Para un periodo límite de vibración TL = 2,66 y un amortiguamiento viscoso del 5% El desplazamiento es 0,439m.

El desplazamiento calculado es de $0,439 < 0,245$, no excede la demanda del desplazamiento espectral (figura 3.7), para el Amortiguamiento Viscoso Equivalente de 14.33% calculado $\Delta d = 0,245$.

4. Evaluar la rigidez equivalente (K_{eff})

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2 * m_{eff}}{T_{eff}^2}$$

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2 * 165,59}{2,23^2} = 1304,28 \text{ T/m}$$

5. Cortante de diseño (V_b).

$$V_b = K_{eff} * \Delta_d$$

$$V_b = 1304,28 \text{ t/m} * 0,245 = 319,55 \text{ Ton}$$

$$V_b = 0.1597W$$

Si realizamos un análisis a la relación entre el cortante basal V_b , y la masa total del pórtico, tenemos que el cortante basal es $319,55/2039,20$ es **0,1597W**.

ALTURA	MASA T	di	Δ_i	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i H_i$	$V_b = K_{eff} * \Delta d$	Fi (Ton)	Vi (Ton)
30	14.82	0.006863	1.00	0.35	1.78	5.13	319.55	83.32	83.32
27	18.46		0.93	0.32	1.91	5.94		55.33	138.65
24	18.84		0.85	0.30	1.64	5.56		47.52	186.16
21	19.53		0.77	0.27	1.39	5.21		40.11	226.28
18	21.08		0.68	0.24	1.17	4.96		33.78	260.06
15	21.78		0.58	0.20	0.89	4.40		25.65	285.71
12	21.78		0.48	0.17	0.60	3.62		17.38	303.09
9	21.57		0.37	0.13	0.35	2.76		10.24	313.33
6	21.57		0.25	0.09	0.17	1.89		4.77	318.10
3	24.49		0.13	0.05	0.05	1.10		1.45	319.55
TOTAL	203.92			2.09	9.94	40.57	319.55		

Tabla 3.6 tabla para el cálculo del cortante basal 10 pisos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

3.5 Diseño de elementos estructurales

Los momentos de diseño para la posición de articulaciones plásticas potenciales, bajo fuerzas laterales, se basa en rigideces consistentes con la respuesta del desplazamiento inelástico máximo.

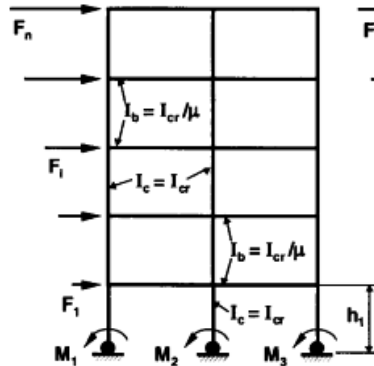


Figura 3. 10 rigideces para estructura sustituta.

Elaborado: Priestley 2000

11. Los momentos de Volteo de piso se determina con la siguiente formula

$$\Sigma M_b = M_{b1} + M_{b2} + M_{b3} = V_b (0.6h_1) \quad (3.17) \text{ Priestley 2000}$$

$$M_v = \Sigma F_i H_i + V_b (H - 0)$$

$$M_v = 7302,77 + 319,55 \cdot (3 - 0) = 8261,42 \text{ T-m}$$

12. Momento en la base de la columna

$$\Sigma M_c = V_b \cdot 0,6 \cdot h_1 = \quad (3.18)$$

$$M_c = 319,55 \cdot 0,6 \cdot 3 = 575,19 \text{ T-m}$$

13. Cortante sísmicos de viga en el extremo del vano correspondiente a las fuerzas laterales

$$T = (\Sigma F_i H_i - \Sigma M_c) / L_b \quad (3.19)$$

$$T = (8261,42 - 575,19) / 24 = 280,32 \text{ T}$$

Para que las derivas de piso no excedan los límites de diseño, es importante que la distribución vertical de los cortantes en las vigas corresponda con la demanda sísmica.

$$\sum VB = T \cdot (V_{si} / \sum V_{si}) \quad (3.20)$$

$$VB = 280,32 \cdot (V_{si} / 2434,26)$$

14. Momentos sísmicos de la Viga en los extremos del vano

Los momentos son calculados corresponden a fuerza sísmica lateral en la cara de la columna:

$$M_{Bi} = V_{Bi} \frac{L_1 - h_c}{2} \quad (3.21)$$

H (m)	Fi (Ton)	Vsi (Ton)	Fi.Hi (T-m)	Mc (T-m)	T (Ton)	Vbi (Ton)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Vigas bxh (cm)	Col bxh (cm)	Mbi Cara de Columna (T-m)
30	83.32	83.32	-			9.59	27.34	30x60	110X110	23.51
27	55.33	138.65	249.96			15.97	45.50	30x60	110X110	39.12
24	47.52	186.16	665.90			21.44	61.10	30x60	100X100	53.59
21	40.11	226.28	1,224.39			26.06	72.96	40x60	100X100	65.14
18	33.78	260.06	1,903.22			29.95	82.35	50x90	120X120	71.87
15	25.65	285.71	2,683.40			32.90	90.48	50x90	120X120	78.96
12	17.38	303.09	3,540.54			34.90	95.98	50x90	120X120	83.77
9	10.24	313.33	4,449.82			36.08	99.22	50x90	120X120	86.60
6	4.77	318.10	5,389.81			36.63	100.74	50x90	120X120	87.91
3	1.45	319.55	6,344.12			36.80	101.19	50x90	120X120	88.31
0	-	-	7,302.77			-				
TOTAL		2,434.26	7,302.77	575.19	280.32	280.32				

Tabla 3.7 Momentos de volteo y momentos sísmicos de vigas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

15. Fuerzas de cortante de diseño en columnas

Los cortantes en las columnas son divididos entre las columnas interiores y exteriores en proporción de participación de 1.2 de tal manera que el VF del pórtico se asigna 1/3 para columnas interiores y 1/6 para las exteriores.

$$V_{E1} = \frac{1}{6} \sqrt{2} V_{S1} \quad (3.22)$$

$$V_{E1} = \frac{1}{3} \sqrt{2} V_{S1} \quad (3.23)$$

PISO	H (m)	Col bxh (cm)	Vsi (Ton)	VEe1 Col-Exterior (T-m)	VEi1 Col-Interior (T-m)	VUe2 Col-Exterior (T-m)	VUi1 Col-Exterior (T-m)
10	30	110X110	83.32	19.64	39.28	71.70	143.41
9	27	110X110	138.65	32.68	65.36	89.31	178.62
8	24	120X120	186.16	43.88	87.76	104.43	208.86
7	21	120X120	226.28	53.33	106.67	117.19	234.39
6	18	120X120	260.06	61.30	122.59	127.94	255.88
5	15	120X120	285.71	67.34	134.69	136.10	272.21
4	12	120X120	303.09	71.44	142.88	141.64	283.27
3	9	120X120	313.33	73.85	147.71	144.89	289.79
2	6	120X120	318.10	74.98	149.96	146.41	292.82
1	3	120X120	319.55	75.32	150.64	146.87	293.74

Tabla 3.8 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M.

16. Momentos de diseño en columna

El cortante de columna se amplificó a partir de los valores de las fuerzas laterales de diseño, entonces el factor de reducción de resistencia relacionado a la resistencia a la flexión es tomado como la unidad, basado en que una tendencia y factor de amplificación dinámica Fig.3.11

$$M_N \geq \phi^0 \cdot \omega_f \cdot M_E \quad (3.21)$$

$$\omega_{fc} = 1.15 + 0.13(\mu^0 - 1) \quad (3.22)$$

$$\omega_{fc} = 1.15 + 0.13(1 - 1) = 1.15$$

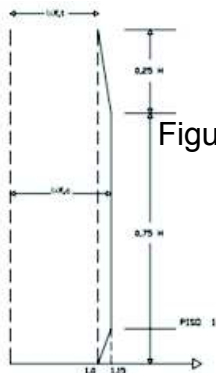


Figura3.11 Aplicación dinámica de momentos de columnas

PISO	H (m)	Col bxh (cm)	Vigas bxh (cm)	Mbi Eje de Columna (T-m)	VEi1 Col-Interior (T-m)	MC1.f Interior (T-m)	MC1.f Exterior (T-m)	Wf	MAC Int. Eje Viga (T-m)	MAC Int. Eje Viga (T-m)	MUC Int. Cara Viga (T-m)	MUC Int. Cara Viga (T-m)
10	30	110X110	50x90	37.49	39.28	53.02	41.92	1.00	71.58	56.59	49.98	34.99
9				6.69		9.46	7.48	1.11	14.18	11.21		
9	27	110X110	50x90	62.39	65.36	88.23	69.75	1.11	132.22	104.52	96.27	68.58
8				8.78		12.42	9.82	1.14	19.06	15.07		
8	24	120X120	50x90	83.77	87.76	118.47	93.66	1.14	181.85	143.76	129.20	91.11
7				10.11		14.30	11.30	1.15	22.20	17.55		
7	21	120X120	50x90	101.83	106.67	144.00	113.84	1.15	223.56	176.74	159.56	112.74
6				27.34		38.66	30.57	1.15	60.03	47.45		
6	18	120X120	50x90	117.03	122.59	165.50	130.84	1.15	256.94	203.12	183.38	129.57
5				48.44		68.50	54.16	1.15	106.35	84.08		
5	15	120X120	50x90	128.57	134.69	181.82	143.74	1.15	282.28	223.16	201.47	142.35
4				61.93		87.58	69.24	1.15	135.97	107.49		
4	12	120X120	55X100	136.39	142.88	192.89	152.49	1.15	299.46	236.74	213.73	151.01
3				69.17		97.82	77.33	1.15	151.87	120.06		
3	9	120X120	55X100	141.00	147.71	199.40	157.64	1.15	309.57	244.73	220.95	156.11
2				81.62		115.43	91.25	1.15	179.20	141.67		
2	6	120X120	55X100	143.15	149.96	202.44	160.04	1.15	314.29	248.46	224.31	158.49
1				104.62		147.95	116.97	1.15	229.70	181.59		
1	3	120X120	55X100	143.80	150.64	203.36	160.77	1.15	315.71	249.59	225.33	159.21
0				143.80		203.36	160.77	1.00	274.53	217.03		

Tabla 3.8 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

17. Cargas axiales columnas exteriores

Las fuerzas axiales se las determina a partir de las cargas de gravedad, además de las fuerzas axiales que contribuyen los cortantes sísmicos de las vigas.

Carga viva reducida

$$L_r = L_o \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_L + A_T}} \right) \quad (3.22) \text{ NEC 2015}$$

PISO	H (m)	CM, i (T)	CM, acum (T)	Carga Viva Reducida (T/m2)	F Axial Cvr (T)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Carga Sísmica Piso, i (T)	Carga Sísmica Piso, Acum (Ton)	Factor de Reducción (T)	Carga Sísmica Diseño (T)	Comb U1 CM+C Vr	Comb U2 CM+CVr+CS	Comb U3 CM+C Vr-CS
10	30	14.82	14.82	0.10	5.15	37.49	16.87	16.87	1	16.87	19.98	36.85	3.10
9	27	18.46	33.28	0.12	6.42	62.39	28.08	44.95	0.95	42.70	39.69	82.39	(17.83)
8	24	18.84	52.12	0.12	6.55	83.77	37.70	82.65	0.93	76.86	58.67	135.53	(51.47)
7	21	19.53	71.65	0.13	6.79	101.83	45.82	128.47	0.91	116.91	78.44	195.34	(90.59)
6	18	21.08	92.73	0.14	7.33	117.03	52.66	181.13	0.885	160.30	100.06	260.36	(131.89)
5	15	21.78	114.51	0.14	7.57	128.57	57.86	238.99	0.86	205.53	122.08	327.61	(176.18)
4	12	21.78	136.29	0.14	7.57	136.39	61.38	300.36	0.835	250.80	143.86	394.66	(221.45)
3	9	21.57	157.86	0.14	7.50	141.00	63.45	363.81	0.81	294.69	165.36	460.05	(265.62)
2	6	21.57	179.43	0.14	7.50	143.15	64.42	428.23	0.79	338.30	186.93	525.23	(309.23)
1	3	24.49	203.92	0.16	8.51	143.80	64.71	492.94	0.77	379.56	212.43	591.99	(346.56)
0		0	203.92		-								

Tabla 3.9 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

18. Cargas axiales columnas interiores

El factor de reducción es tomado de la tabla 4.5 pagina 226 libro Seismic Design of reinforce concrete and masonry buildings Paulay Priesley 1992.

PIS O	H (m)	CM, i (T)	CM, acum (T)	Carga Viva Reducid a (T/m2)	F Axial Cvr (T)	Mbi Eje de Colum na (T-m)	Carga Sismic a Piso, i (T)	Carga Sismic a Piso, Acum (Ton)	Factor de Reducci on (T)	Carga Sismi ca Diseño (T)	Comb U1 CM+C Vr	Comb U2 CM+Cvr+ CS	Comb U3 CM+CV r-CS
10	30	14.82	14.82	0.10	5.15	37.49	33.74	33.74	1.00	33.74	19.98	53.72	- 13.77
9	27	18.46	33.28	0.12	6.42	62.39	56.15	89.90	0.95	85.40	39.69	125.10	- 60.53
8	24	18.84	52.12	0.12	6.55	83.77	75.40	165.29	0.93	153.72	58.67	212.39	- 128.33
7	21	19.53	71.65	0.13	6.79	101.83	91.64	256.94	0.91	233.81	78.44	312.25	- 207.49
6	18	21.08	92.73	0.14	7.33	117.03	105.32	362.26	0.89	320.60	100.06	420.66	- 292.19
5	15	21.78	114.51	0.14	7.57	128.57	115.71	477.97	0.86	411.06	122.08	533.14	- 381.71
4	12	21.78	136.29	0.14	7.57	136.39	122.75	600.73	0.84	501.61	143.86	645.47	- 472.26
3	9	21.57	157.86	0.14	7.50	141.00	126.90	727.62	0.81	589.38	165.36	754.74	- 560.31
2	6	21.57	179.43	0.14	7.50	143.15	128.83	856.46	0.79	676.60	186.93	863.53	- 647.53
1	3	24.49	203.92	0.16	8.51	143.80	129.42	985.87	0.77	759.12	212.43	971.56	- 726.12

Tabla 3.9 Amplificación dinámica de cortante de columnas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

19. Refuerzo longitudinal de la viga

PISO	H (m)	Vigas bxh (cm)	Mbi Eje de Columna (T-m)	Mbi Cara de Columna (T-m)	Mgi Eje de Columna (T-m)	Mgi Cara de Columna (T-m)	As	ρ %
10	30	30x60	27.34	23.51	13.74	13.74	8.51	0.4728
9	27	50x90	45.50	39.12	24.74	24.74	14.16	0.3147
8	24	50x90	61.10	53.59	24.68	24.68	19.02	0.4226
7	21	50x90	72.96	65.14	24.41	24.41	22.71	0.5046
6	18	50x90	82.35	71.87	23.94	23.94	25.63	0.5696
5	15	50x90	90.48	78.96	25.42	25.42	28.16	0.6258
4	12	55x100	95.98	83.77	24.2	24.2	29.87	0.5431
3	9	55x100	99.22	86.60	22.5	22.5	30.88	0.5615
2	6	55x100	100.74	87.91	22.5	22.5	31.35	0.5700
1	3	55x100	101.19	88.31	20.68	20.68	31.50	0.5726

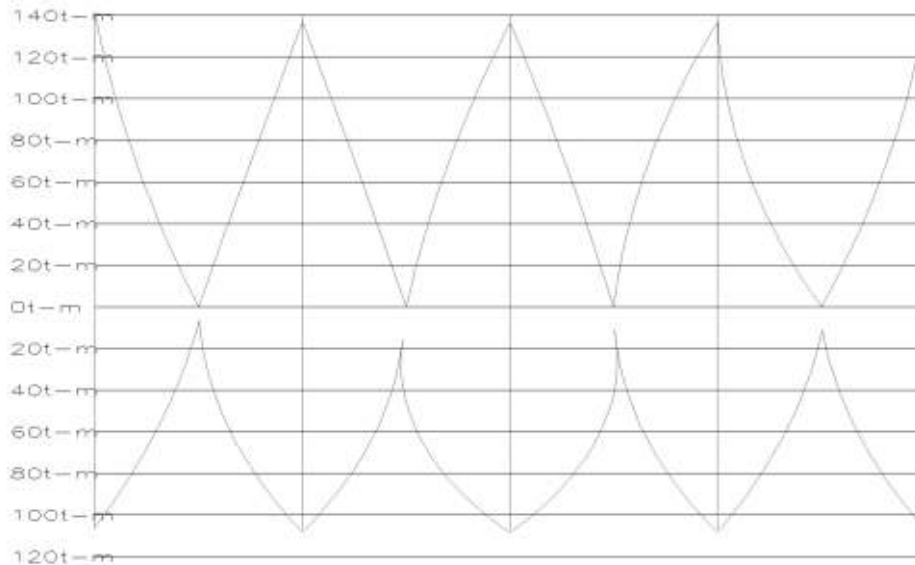
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Combinaciones de momentos

MD	- 15.50	3.16	- 10.01	- 12.37	6.85	- 12.26	- 12.26	7.00	- 12.37	- 10.02	7.04	- 14.50
ML	- 3.19	1.68	- 2.39	- 2.81	1.68	- 2.79	- 2.79	1.68	- 2.82	- 2.39	1.69	- 3.19
ME	119.88		- 118.21	119.42		- 119.34	119.34		- 119.42	118.21		- 119.88
(1.4D)	- 21.70	4.42	- 14.01	- 17.32	9.59	- 17.16	- 17.16	9.80	- 17.32	- 14.03	9.86	- 20.30
(1.2D+1.6L)	- 23.70	6.48	- 15.84	- 19.34	10.91	- 19.18	- 19.18	11.09	- 19.36	- 15.85	11.15	- 22.50
(1.2D+L)	- 21.79	5.47	- 14.40	- 17.65	9.90	- 17.50	- 17.50	10.08	- 17.66	- 14.41	10.14	- 20.59
(1.2D-E+L)	98.09	5.47	- 132.61	101.77	9.90	- 136.84	101.84	10.08	- 137.08	103.80	10.14	- 140.47
(1.2D-E+L)	- 141.67	5.47	103.81	- 137.07	9.90	101.84	- 136.84	10.08	101.76	- 132.62	10.14	99.29
(0,9D+1.E)	105.93	2.84	- 127.22	108.29	6.17	- 130.37	108.31	6.30	- 130.55	109.19	6.34	- 132.93
(0,9D-1.E)	- 133.83	2.84	109.20	- 130.55	6.17	108.31	- 130.37	6.30	108.29	- 127.23	6.34	106.83

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Envolvente de momentos para piso 2 del edificio de 10 pisos.



20. Refuerzo longitudinal de columnas

PIS O	H (m)	Vu (T)	Col bxh (cm)	Vc (T)	4Vc	Vs	s	h''	Ash1	Ash2	Av	Mu (t-m)	Pu (t)	As
10	30	143.41	100X100	82.89	331.56	85.82	10	93	2.18	4.185	2.49	55.72	55.11	121.00
9	27	178.62	100X100	82.89	331.56	127.246	10	93	2.18	4.185	3.55	109.14	132.16	121.00
8	24	208.86	110X110	82.89	331.56	162.823	10	103	2.17	4.635	3.67	147.52	227.80	144.00
7	21	234.39	110X110	82.89	331.56	192.856	10	103	2.17	4.635	4.36	182.95	338.04	144.00
6	18	255.88	120X120	82.89	331.56	218.148	10	113	2.17	5.085	4.15	202.38	455.89	171.60
5	15	272.21	120X120	82.89	331.56	237.354	10	113	2.17	5.085	4.55	221.60	578.00	171.60
4	12	283.27	120X120	82.89	331.56	250.368	10	113	2.17	5.085	4.83	234.64	699.84	171.60
3	9	289.79	120X120	82.89	331.56	258.034	10	113	2.17	5.085	4.99	242.47	818.76	171.60
2	6	292.82	120X120	82.89	331.56	261.606	10	113	2.17	5.085	5.06	246.29	938.14	171.60
1	3	293.74	120X120	82.89	331.56	262.689	10	113	2.17	5.085	5.09	247.45	1,056.01	171.60

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO CON AYUDA DEL SOFTWARE RUAUMOKO CARR 2006, PARA LOS DISEÑOS SISMO-RESISTENTES NEC 2015 Y DDBD.

Ruaumoko está diseñado para producir una respuesta histórica sencilla de sistemas de estructuras no-lineales generales en dos y tres dimensiones a aceleraciones del suelo, desplazamiento del suelo o salida de fuerza variable de tiempo.

El programa está diseñado para ejecutarse en un modo interactivo con un archivo de datos de entrada que puede prepararse utilizando un procesador de textos, una hoja de cálculo o un editor de texto.

El Software es elaborado por el Dr. Athol J. Carr, Department of Civil Engineering, University Canterbury NEW ZEALAND (Carr, 2006). La utilización del programa para el desarrollo de esta tesis se hizo por cortesía y colaboración de la Universidad Técnica Particular de Loja, ya que ellos son los que mantienen la licencia para su uso investigativo.

El análisis no lineal de historia en el tiempo, es una herramienta para evaluar el desempeño de las estructuras con la predicción de las fuerzas y desplazamientos producidos bajo una acción sísmica.

Para realizar el comportamiento no lineal se utiliza registros de aceleraciones a sismos reales o artificiales. Encontrando la respuesta sísmica de la estructura en cada instante de tiempo en duración de cada sismo.

Este tipo de análisis encuentra la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo a lo largo de la duración del sismo. Para poder realizarlo es necesario uno o más acelerogramas que representen el sismo de diseño (Paulay, 1992).

La zona de estudio se lo realiza en la ciudad de Quito, que se encuentra Ubicado en una falla tectónica, con un mecanismo focal inverso de aproximadamente de 35 km de longitud, con un epicentro aproximado de 0 a 20 km de profundidad. La

magnitud esperada de acuerdo a la información proporcionada es de 6 a 7 Mw. La búsqueda de sismos, los relacionamos con los siguientes parámetros:

- Mecanismo Focal (tipo de falla): INVERSA
- Magnitud de sismo: 6 a 7 Mw
- Profundidad de epicentro: 0 - 20 Km

En la Tabla 4.1, se muestran cinco sismos reales y 8 señales a campo abierto encontrados a nivel mundial, los cuales tiene similitud con lo que puede suceder en un eventual sismo en la ciudad de Quito, información que se aplica para un análisis no lineal de historia en el tiempo a los pórticos en el análisis de 5 y 10 pisos.

n°	Date	Earthquake Name	Magnitude	Station Name	PGA	epicentro
			(Ms)		(cm/s ²)	(Km)
EQ1	17/01/1994	Northridge	6.4	3320 Las Palmas Ave., Glendale	380	22.00
EQ2	17/01/1994	Northridge	6.4	624 Cypress Ave., Los Angeles	216	29.00
EQ3	17/10/1989	Loma Prieta	7	San Jose - Santa Teresa Hills	670	20.30
EQ4	17/10/1989	Loma Prieta	7	Santa Cruz - UCSC Lick Elect. Shop	470	16.40
EQ5	24/04/1984	San Fernando	6.2	ARRAY STATION 9	1304	24.90
EQ6	24/04/1984	San Fernando	6.2	ARRAY STATION 12	314	3.90
EQ7	24/04/1984	Morgan Hill	6.2	Corralitos - Eureka Canyon Road	111	32.00
EQ8	10/15/1979	Imperial Valley	6.6	El Centro - Imperial Co. Center Grounds	237	27.60

Tabla 4.1. Registro de 8 acelerogramas reales.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

El registro de sismo que muestra la figura,4.1 es ocurrido en Northridge Earthquake con una magnitud de Mw 7,0 registrado el 17 de octubre 1984, en la estación Santa

Cruz - UCSC Lick Elect. Shop, donde presento una aceleración máxima del suelo de 470,00 cm2/s

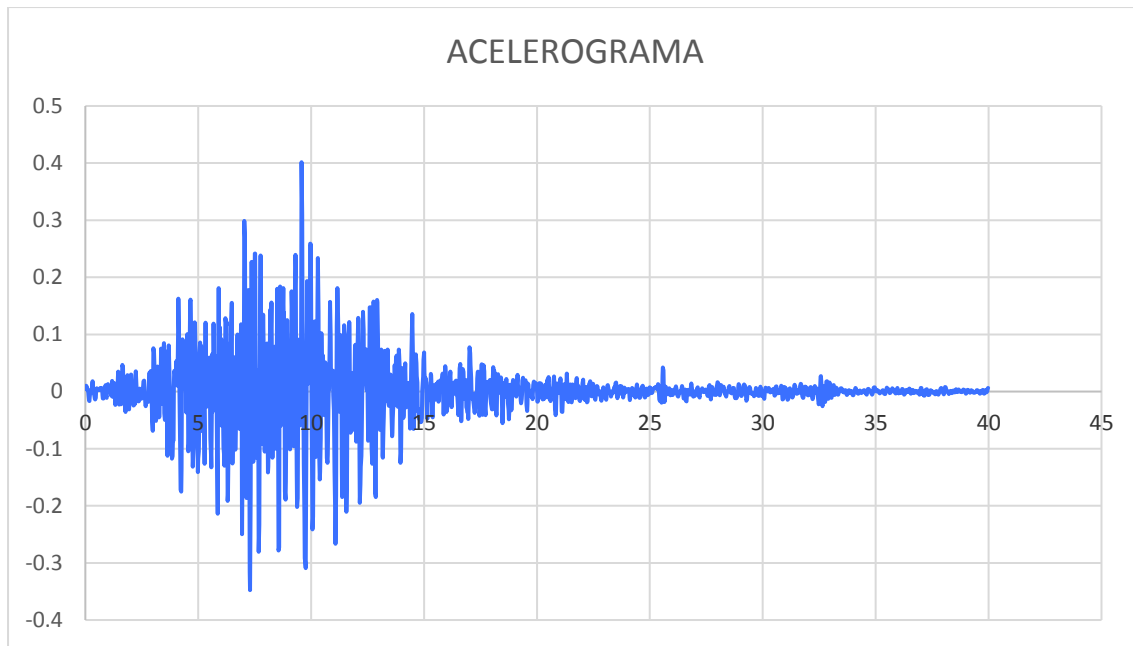


Figura 4.1 Sismo real de 7.0 Mw 17 de octubre 1989

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Para el estudio se utilizara estos 8 señales espectrales de la tabla 4.1, en donde se los hará compatibles [Seísmo Match], para espectro de la NEC 2015, con las características de un tipo de suelo, mecanismo focal y profundidad de falla para la ciudad de Quito, como se indica en la figura 4.2, para el diseño de un edificio de 10 pisos, por le DBF, el periodo de la estructura es 1.17 seg.

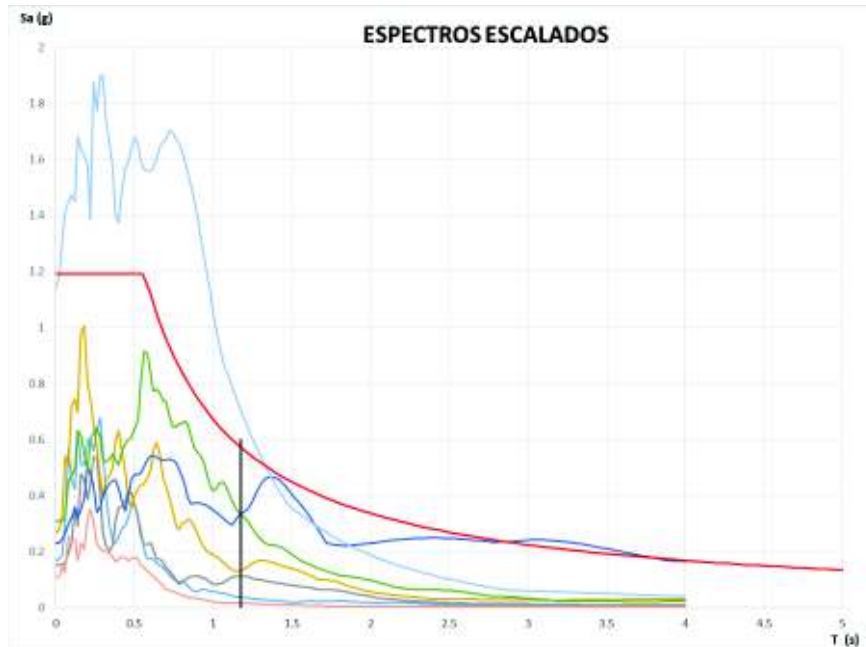


Figura.4.2 Sismos originales sin escalar y espectro NEC 2015

La metodología de escalamiento se considera un rango de escalamiento de 0.2 y 1.2 el periodo de diseño que es 1.17. los sismos escalados deben pasar por el periodo de diseño para cada edificio, en este caso para un edificio de 10 pisos, todos los espectros pasan por el periodo 1.17.

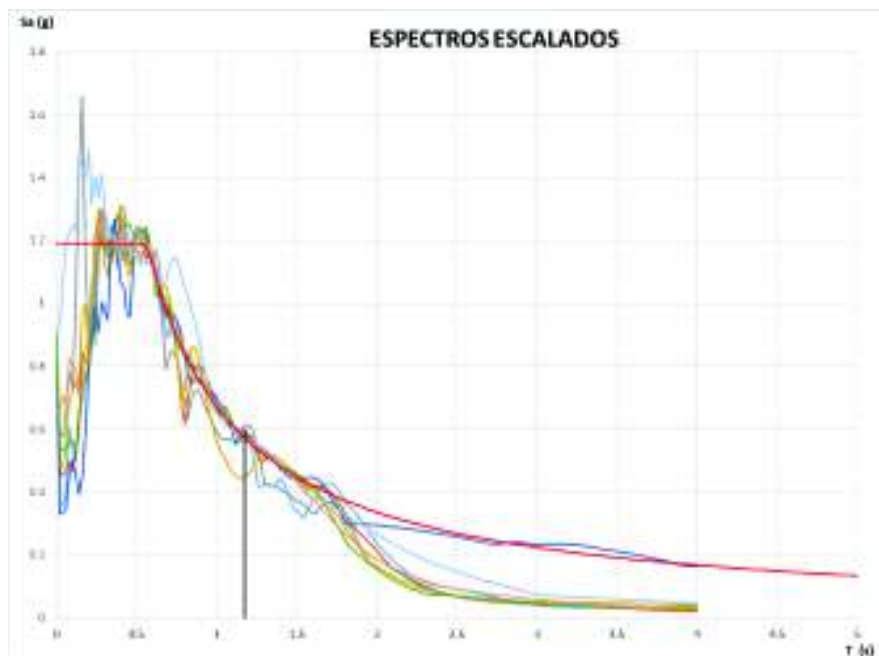


Figura.4.3 Sismos originales escalados y espectro NEC 2015

Una vez de realizarlos compatibles a los sismos se muestra el acelerograma en la figura 4.3, información que se utiliza como sismo, en el análisis no lineal de historia en el tiempo.

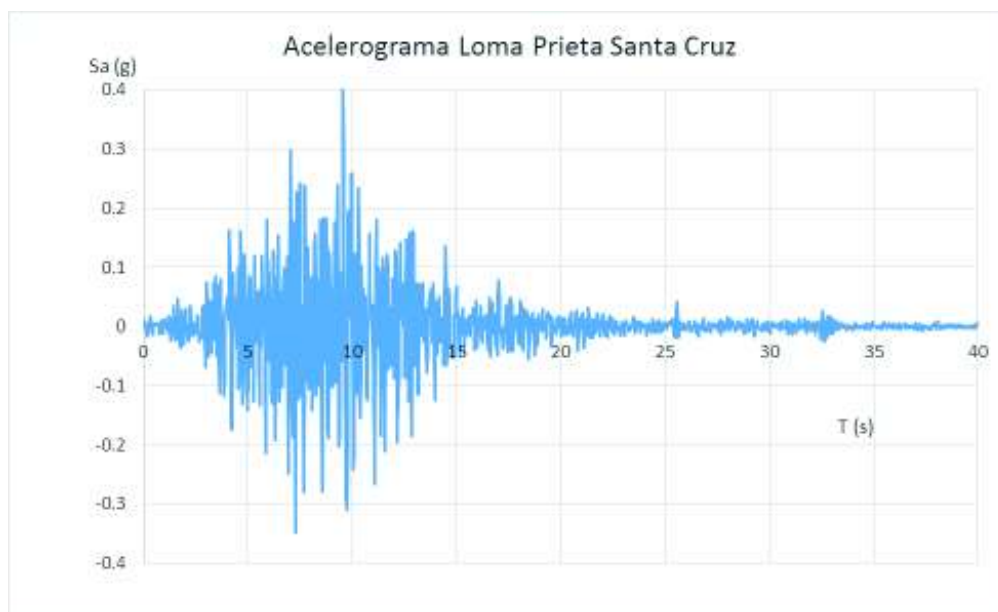


Figura 4.4 Acelerograma de Sismos original

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

4.1 PARAMETROS CONSIDERADOS EN NTHA [CARR. 2006]

Una vez obtenido los resultados de diseños sismo resistentes para las dos metodologías que nos proporciona la NEC-2015, [DBF y DDBD], para los pórticos planos mostrados en las figuras 2.2, 2.12, 3.2 y 3.6 se realiza un Análisis No lineal de Historia en el tiempo.

Este tipo de procedimiento se basa en usar una demanda en la estructura por medio de un registro sísmico. Este análisis puede ser modal si recurrimos a los espectros de aceleración o de integración directa, si usamos un registro de aceleraciones.

Parámetros de análisis

El código que requiere Ruaumoko, mediante el archivo de texto, me muestra a continuación mediante las siguientes propiedades:

Puede ser lineal si la excitación sísmica no genera disipación de energía o no lineal si la energía se disipa, generalmente representada por la respuesta histerética, vía lazos abiertos, de la estructura.

El amortiguamiento es considerado con la Rigidez Tangente de Rayleigh, con un factor de amortiguamiento crítico en los modos altos de vibración, además de un análisis modal, que utiliza el algoritmo de Householder QR (Factorización de matriz ortogonal), para resolver ecuaciones diferenciales.

El modelo de los elementos estructurales son tipo “Barra”, las vigas como “Viga” y las columnas como “Viga-Columnas”, la capacidad efectiva de las secciones transversales armadas, son obtenidas mediante diagramas momento curvatura.

- Historial de tiempo dinámico usando la aceleración media constante de Newmark (2)
- Análisis de Historia en el tiempo Inelástico (1)
- Matriz de masa diagonal utilizada en el tiempo-historia (1)
- Rigidez tangente en amortiguación Rayleigh (0)
- Sismo en la dirección X (0)

4.2 ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO

Código “2 0 1 0 1 0 0 0 0 0 0”

4.3 PARÁMETROS DE PÓRTICO

Se detalla los parámetros de pórtico, en este caso se lo realiza para un pórtico de 10 pisos, 4 vanos.

- Número de Nudos (55)
- Número de elementos (90)
- Número de tipos de secciones (20)
- Número de modos de nudo (20)
- Factor del primer amortiguamiento (1)
- Factor del segundo amortiguamiento (2)
- Aceleración de la Gravedad (9.81)
- Amortiguamiento (5)
- Amortiguamiento (5)
- Paso del sismo (0.02)

- Tiempo de sismo (40)
- Factor de escala (1)

ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO

Código "55 90 20 20 1 2 9.81 5 5 0.02 40 1"

4.4 NUDOS

Se detalla las coordenadas de los nudos en (X, Y)

- Numero i (1)
- Coordenada X (0)
- Coordenada Y (30)

NODES

Código "1 0 30 0 0 0 0 0 0
2 6 30 0 0 0 0 0 0
3 12 30 0 0 0 0 0 0"

4.5 ELEMENTOS

Se detalla la ubicación de cada uno de los elementos (i,j)

- Numero de sección (1)
- Ubicación i (1)
- Ubicación j (2)

ELEMENTS

Código "1 1 1 2 0 0...."

4.6 CARACTERISTICAS DE SECCIONES

- Numero de sección (1)
- Tipos de sección (FRAME-VIGA)
- Tipo de elementos (1)
- Tipo de lasos de histéresis se usa la de TAKEDA (4)

PROPS

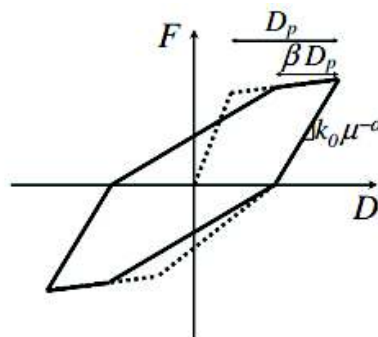
1 FRAME VIGA

Código "1 0 0 4 0 0 0"

Las reglas histéricas se calibran generalmente a la respuesta estructural en la fase inelástica de la respuesta. Por lo tanto, la amortiguación elástica No se utiliza en el

estado post-rendimiento para representar la respuesta estructural, excepto cuando la estructura es Descarga y recarga elásticamente. Si la regla histórica modela el rango elástico de forma no lineal, entonces no se debe utilizar amortiguación adicional en la ITHA para la representación estructural. Así pues, queda claro que el amortiguamiento elástico de las reglas históricas con representación elástica lineal sería mejor modelado con Amortiguación de la rigidez tangencial, ya que la fuerza amortiguadora elástica reducirá en gran medida cuando la rigidez disminuya al nivel posterior al rendimiento.

Análisis de la respuesta en estado estacionario de osciladores SDOF bajo excitación sinusoidal (Priestley_Grant, 2005) han demostrado que a niveles de ductilidad de desplazamiento de aproximadamente 4 a 6, la energía disipada por 5% de amortiguación de rigidez inicial es aproximadamente la misma que la absorción de energía histerética del hormigón Estructuras representadas por la característica histórica modificada de Takeda, por esta razón se utiliza la regla de Histéresis takeda



(b) "Fat" Takeda ($\alpha=0.3$, $\beta=0.6$, $r=0.05$)

Figura 4.5. Reglas de histéresis consideradas en la calibración del diseño basado en el desplazamiento directo (Priestley_Grant, 2005)

4.7 PARÁMETROS DE SECCIONES

- Módulo de elasticidad. (21540000)
- Módulo de cortante. (8616000)
- Área de Sección trasversal. (0.18)
- Área efectiva de cortante. (0)
- Momento de Inercia. (0,0054)

- Peso por Unidad de Longitud. (0)

PROPS

Código "21540000 8616000 0.18 0 0.0054 0 0 0 0 0"

4.8 PROPIEDADES DE ROTULA PLÁSTICA Y FACTOR BILINEAL

- Factor Bilineal r (Axial) (1)
- Factor Bilineal r (Flexión) (0.0175)
- Longitud de la rótula plástica. (0.4248)

PROPS

Código "1 0.0175 0.4248 0.4248...."

Una vez diseñado los elementos estructurales de los diferentes edificios los sometemos a las secciones a momento curvatura para determinar la relación para determinar la razón de rigidez de la segunda pendiente para las reglas de Takeda modificada y bilineal r.

En el modelo bilineal Fig4.5, la primera pendiente pertenece a la rigidez inicial a flexión de la sección transversal en el rango elástico (EI_{cr}), la segunda pendiente pertenece a la rigidez en el rango plástico. Dentro de la región de la rótula plástica, el factor bilineal r es calculado con la Ec3

$$r = \frac{EI_{cr}}{EI_{cr}} \quad (4.1)$$

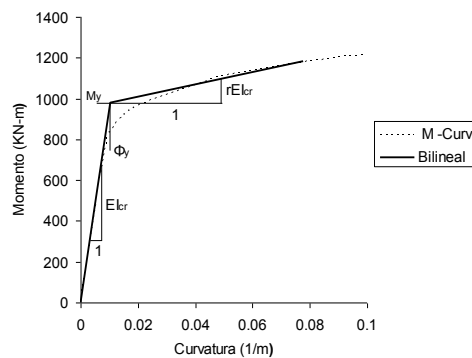


Figura.4.6 Momento curvatura de la sección transversal

La rotula plástica es la deformación de la sección donde se produce la flexión de estado plástico.

La longitud de la rótula plástica Ec4.2 que se consideró en el diseño fue propuesta por (Priestley_Kowalsky, 2000), donde f_y fluencia del acero y d_{bl} es el diámetro del refuerzo colocado en la sección.

$$l_p = 0.054h_w + 0.022f_y d_{bl} \quad (4.2)$$

4.9 FUERZAS Y MOMENTOS INICIALES

- Momento i (34)
- Momento d (-34)
- Cortante i
- Cortante d
- Fuerza axial

PROPS

Código "0 0 34 -34 34 34
0.5 0 1 1"

4.10 CARGAS

- Carga muerta en cada nudo

WEIGHTS 0

Código " 1 22.63 0 0
2 22.63 0 0
3 22.63 0 0
4 22.63 0 0
5 22.63 0 0

4.11 SISMO

Los sismos son los presentados en la tabla 4.1

Ejemplo:

```
ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO p_10_NEC (Por: Fredy Carrillo)
2 0 1 0 1 0 0 0 0 0
55 90 20 20 1 2 9.81 5 5 0.02 40 1
1 0
0
NODES
1 0 30 0 0 0 0 0
2 6 30 0 0 0 0 0
3 12 30 0 0 0 0 0
4 18 30 0 0 0 0 0
5 24 30 0 0 0 0 0
```

ELEMENTS

1 1 1 2 0 0
 2 1 2 3 0 0
 3 1 3 4 0 0
 4 1 4 5 0 0

PROPS

1 FRAME VIGA
 1 0 0 4 0 0 0
 21540000 8616000 0.18 0 0.0054 0 0 0 0 0
 1 0.0175 0.4248 0.4248
 0 0 34 -34 34 34
 0.5 0 1 1

WEIGHTS 0

1 22.63 0 0
 2 22.63 0 0
 3 22.63 0 0
 4 22.63 0 0
 5 22.63 0 0

EQUAKE

5 1 0.02 1 -1 0 0 1

START

0.02 -0.011201544
 0.04 -0.010007566
 0.06 -0.0085042291
 0.08 -0.0065165852
 0.1 -0.0050960669
 0.12 -0.0014575573
 0.14 0.0016616462
 0.16 0.0023962368
 0.18 0.0050731577

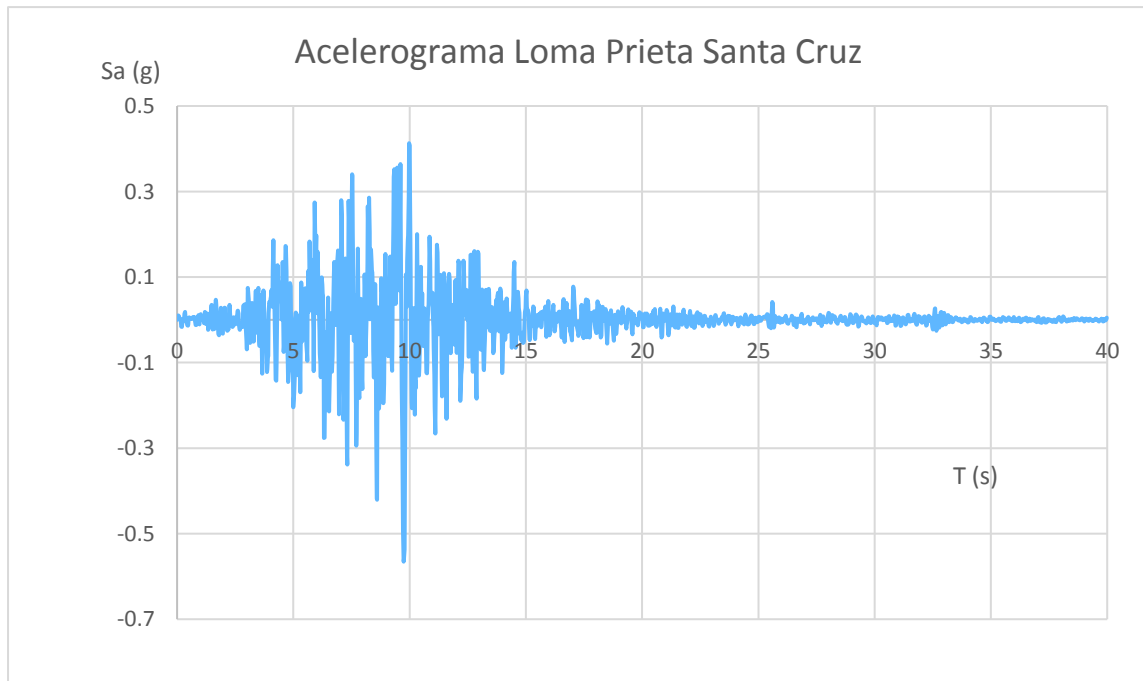


Figura 4.7 Acelerograma de Sismos original

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

Luego de realizar el análisis para un pórtico de 10 pisos, se revisa los desplazamientos máximos en cada piso, en cada instante del tiempo.

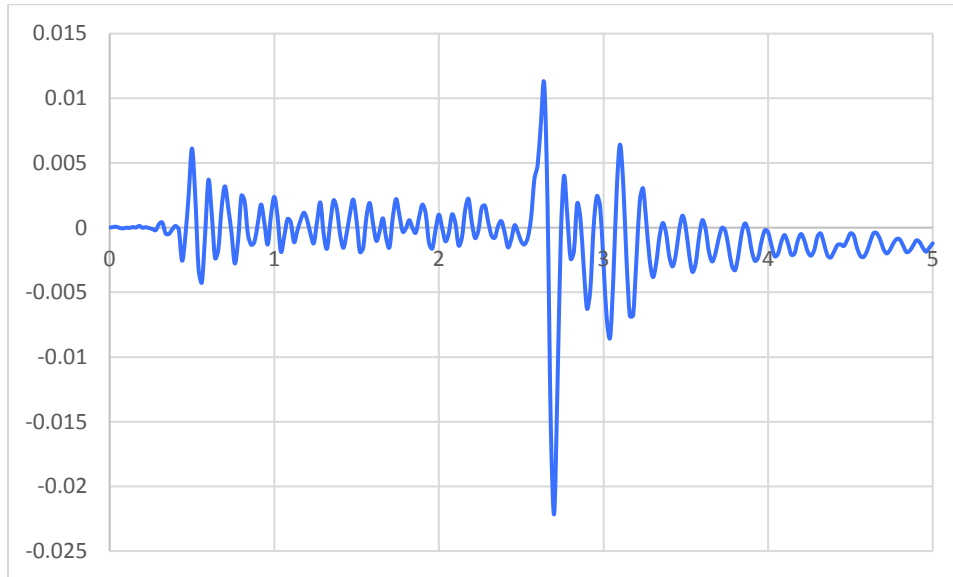


Figura 4.8 Deriva de piso en cada instante de tiempo del sismo, para edificio de 10 pisos, para el piso 6.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN DE DISEÑOS SISMO-RESISTENTES NEC-2015 Y DDBD, MEDIANTE UN EJEMPLO DE APLICACIÓN.

5.1 Análisis paramétrico

Para realizar un análisis comparativo entre las dos alternativas de diseño sismo resistente que nos presenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Se plantea un estudio paramétrico, donde se estudia el comportamiento de los elementos estructurales frente a eventuales sismos:

Para este análisis se considera elementos estructurales aporticados en columnas y vigas.

Entrepiso	Claro	Vanos	Pisos	Suelo	Uso
3.0 m	6 m	4	5	Tipo D	Esencial
3.0 m	6 m	4	10	Tipo C	Oficinas
-	-	-	-		-

Tabla 5.1. Análisis paramétrico para Pórticos Planos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

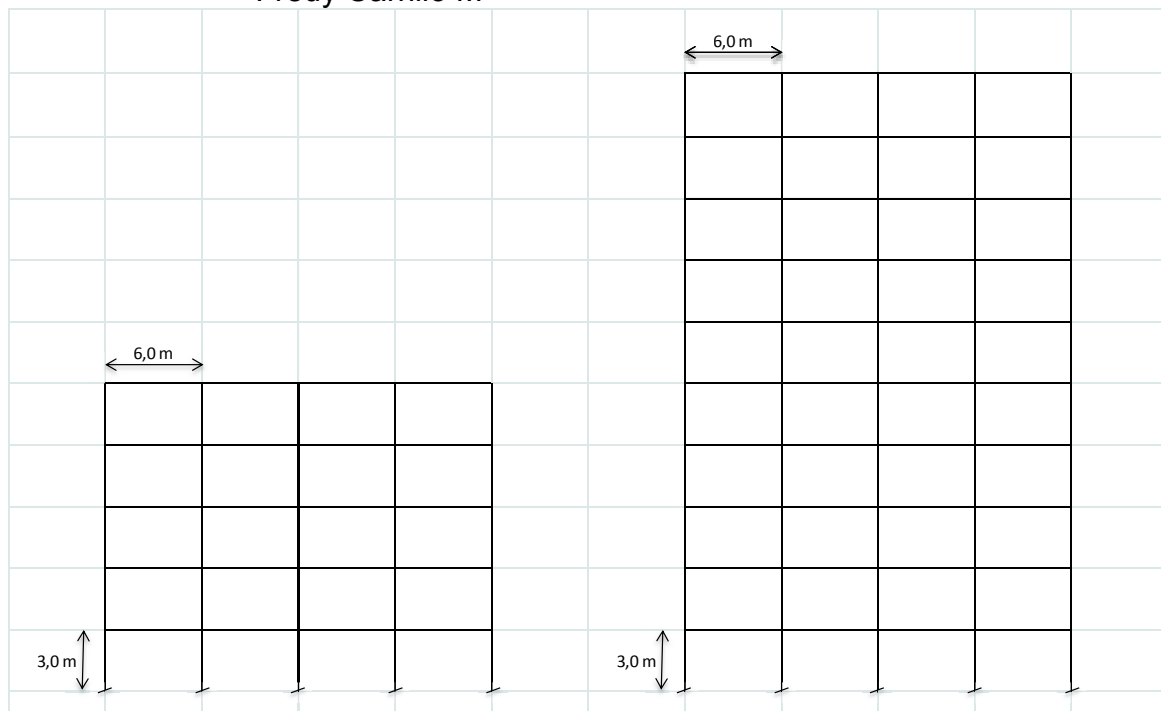


Figura No 5.1 Configuración estructural de pórticos regular de 5 y 10 pisos de 4x6 vanos.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Las principales diferencias conceptuales que realizaremos en el presente estudio:

Diseño Basado en Fuerzas	Diseño Directo Basado en desplazamientos
Diseño analiza el comportamiento elástico (Cargas verticales), pero no para respuesta inelástica (sismos)	Diseño que se los realiza para rangos inelásticos
Usa espectro de aceleraciones	Usa espectro de desplazamientos
Se basa en rigideces de secciones transversales de los elementos estructurales	Se basa en las curvaturas de los elementos en estado de fluencia
Los periodos de vibración y los desplazamientos son inciertos, no hay control de los objetivos de diseño sísmico por desempeño	Inicia con un desplazamiento característico, para cumple los objetivos de diseño sísmico por desempeño
Usa factores de ductilidad	Determina el Amortiguamiento equivalente y ductilidad
Separa el análisis de diseño estructural	Análisis y diseño integrados
Las fuerzas y desplazamientos de diseño	Cada elemento puede tener una demanda de ductilidad diferente.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Fuerzas sísmicas o cortante basal es la respuesta frente a un sismo es reducida por un Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R , producto de recomendaciones del UBC-97, que incluyen aspectos de agrupamiento de estructuración, así como penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño. a continuación, presentamos la siguiente comparación:

Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R				
10 PISOS	DBF		DDBD	
Factor R	8		-	
Ductilidad	-		1.82	
5 PISOS	DBF		DDBD	
Factor R	8		-	
Ductilidad	-		1	

Tabla 5.1 Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R y ductilidad u

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

La aceleración espectral se determina de acuerdo al periodo fundamental de la estructura y características del suelo, y en función de este espectro de aceleración y el amortiguamiento viscoso equivalente podemos determinar el espectro de desplazamiento, para determinar el periodo de la estructura.

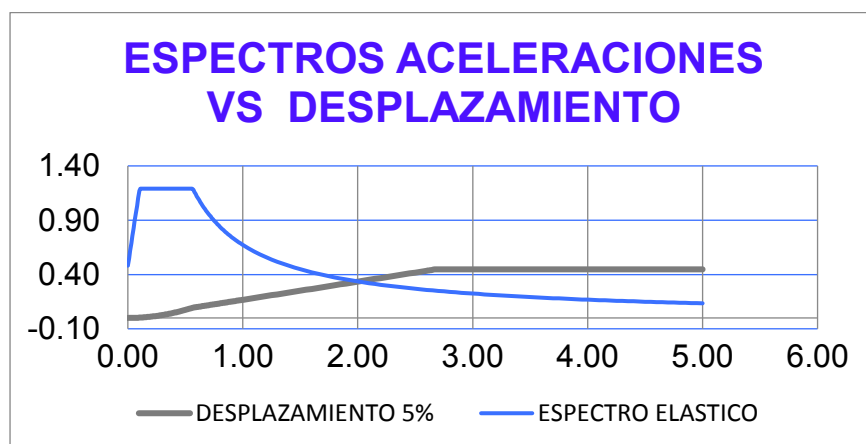


Figura 5.2 Espectro de aceleración y desplazamiento

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

5.2 Comparación de Fuerzas sísmicas

Con la aplicación de fórmulas que nos presenta la NEC 2015, presentamos el cuadro resumen de fuerzas sísmicas para los dos métodos.

10 PISOS	DBF	DDBD
Factor R / Ductilidad u	R=8	u= 1.82
Tiempo T(s)	1,17	2.23
Fuerza Sísmica V(Ton)	0,072 W	0,1597 W
Peso W (Ton)	6764	9020
Columna piso 1	100X100	120X120
Vigas piso 1	50X65	50X90
Cortante Calculo		319,55x4= 1278.20
Cortante Diseño	487,00	1278.20

5 PISOS	DBF	DDBD
Factor R / Ductilidad u	R=8	u= 1
Tiempo T(s)	0,629	0.33
Fuerza Sísmica V(Ton)	0,223 W	1.34 W
Peso W (Ton)	3071	2842
Columna	90X90	90X90
Vigas	40X80	40X60
Cortante Calculo		1031x4 4124
Cortante Diseño	614,2	4124

Tabla 5.3 Comparación de parámetros de fuerzas Sísmicas

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

En la tabla se muestra que para edificios altos el método de desplazamientos es un diseño conservador donde las secciones de los elementos estructurales tienen que soportar una mayor fuerza sísmica.

En cambio, en los edificios de pequeños el método de las fuerzas es el diseño conservador donde las secciones de los elementos estructurales tienen que soportar una mayor fuerza sísmica.

5.3 Análisis de derivas edificio de 5 pisos

En la tabla 5.3 se muestran las derivas en la dirección x para las fuerzas sísmicas calculadas con los dos métodos de diseño sismo resistente.

Además, se realiza un análisis de las derivas de piso de los desplazamientos máximos en cada instante del tiempo de un ANHT.

Método		DBF					DDBD			
PISO	H	W (Ton)	V(Ton)	Δi (m)	Δe	Δe	W (Ton)	V(Ton)	Δi (m)	Δe
5	3	436,98	157,58	0.0176	0.00536	0.002	11.58	326.92	0.059	0.005
4	3	551,62	314,51	0.015	0.008	0.002	14.60	568.03	0.050	0.005
3	3	573,92	434,68	0.011	0.00868	0.002	16.37	783.37	0.040	0.005
2	3	585,37	514,34	0.0066	0.008634	0.002	16.95	940.63	0.028	0.005
1	3	627,94	555,17	0.0023	0.004686	0.002	18.44	1,031.01	0.015	0.005
TOTAL		2775,84					78,94			

Tabla.5.4 Comparación de Fuerza sísmica desplazamiento y derivas de piso.

Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Como se muestra en la figura 5.3 y 5.4 las derivas de piso calculadas de los desplazamientos máximos en cada instante de tiempo de ANHT, no superan las derivas de diseño.

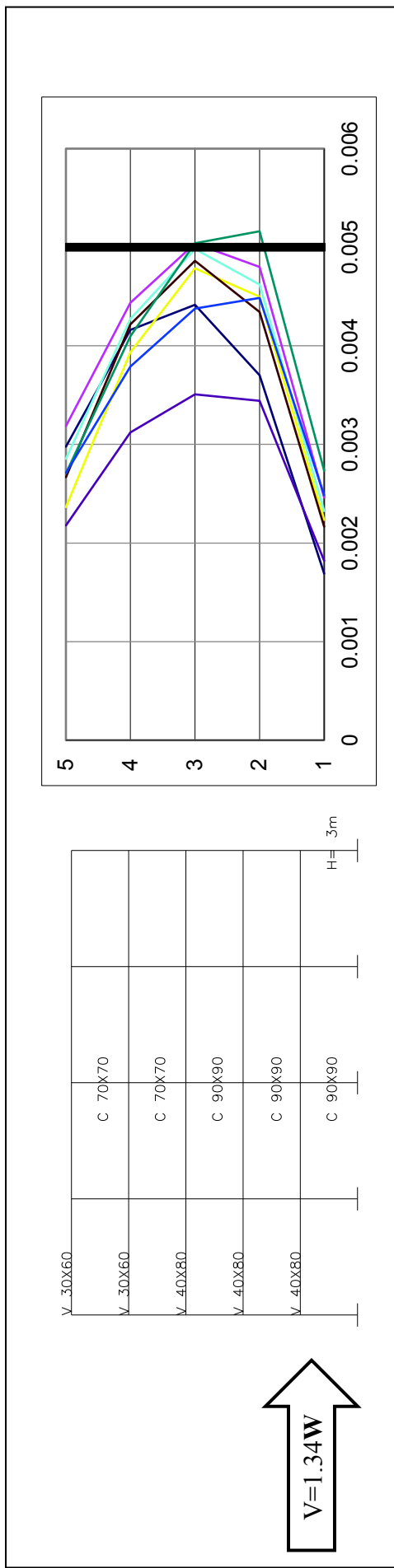


Figura 5.3 Derivas de piso para edificios de 5 pisos METODO DDBD

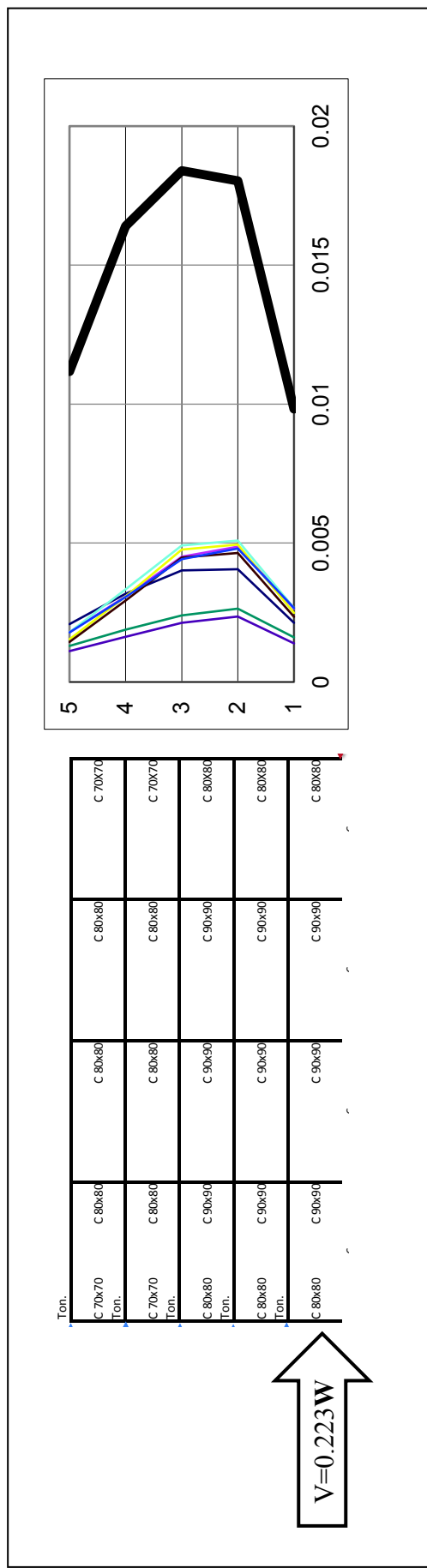


Figura 5.4 Derivas de piso para edificios de 5 pisos METODO DBF.

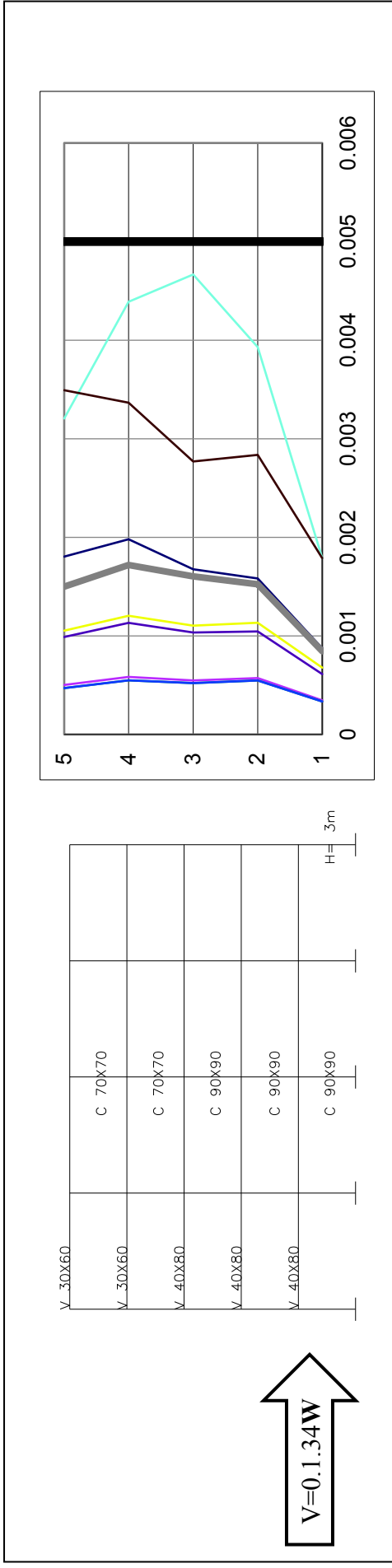


Figura 5.3 Derivas de piso para edificios de 5 pisos METODO DDBD (Sismos originales)

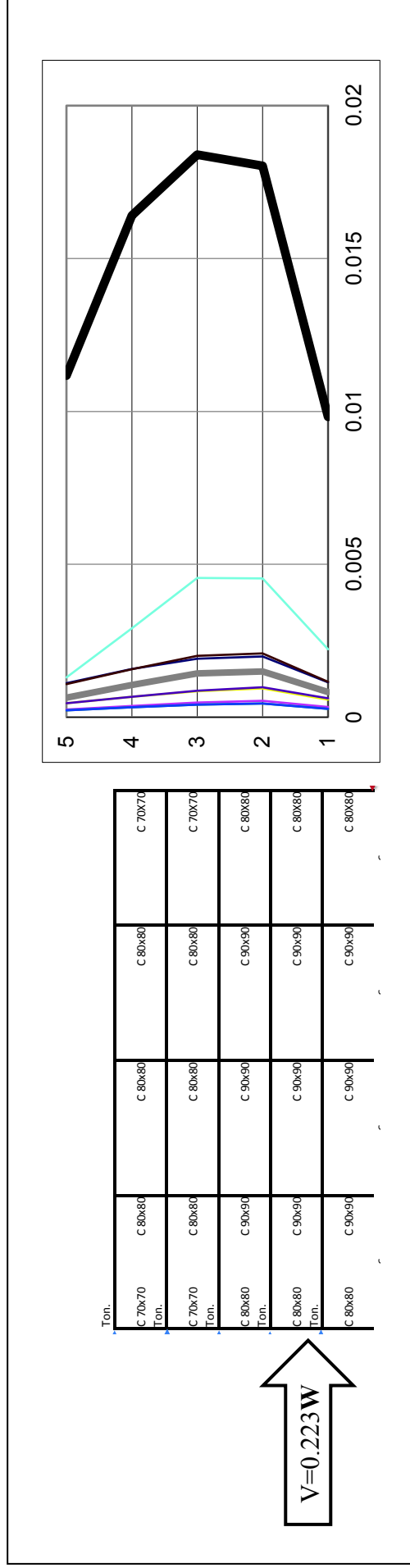


Figura 5.4 Derivas de piso para edificios de 5 pisos METODO DBF. (Sismos originales)

5.3 Análisis de derivas edificio de 10 pisos

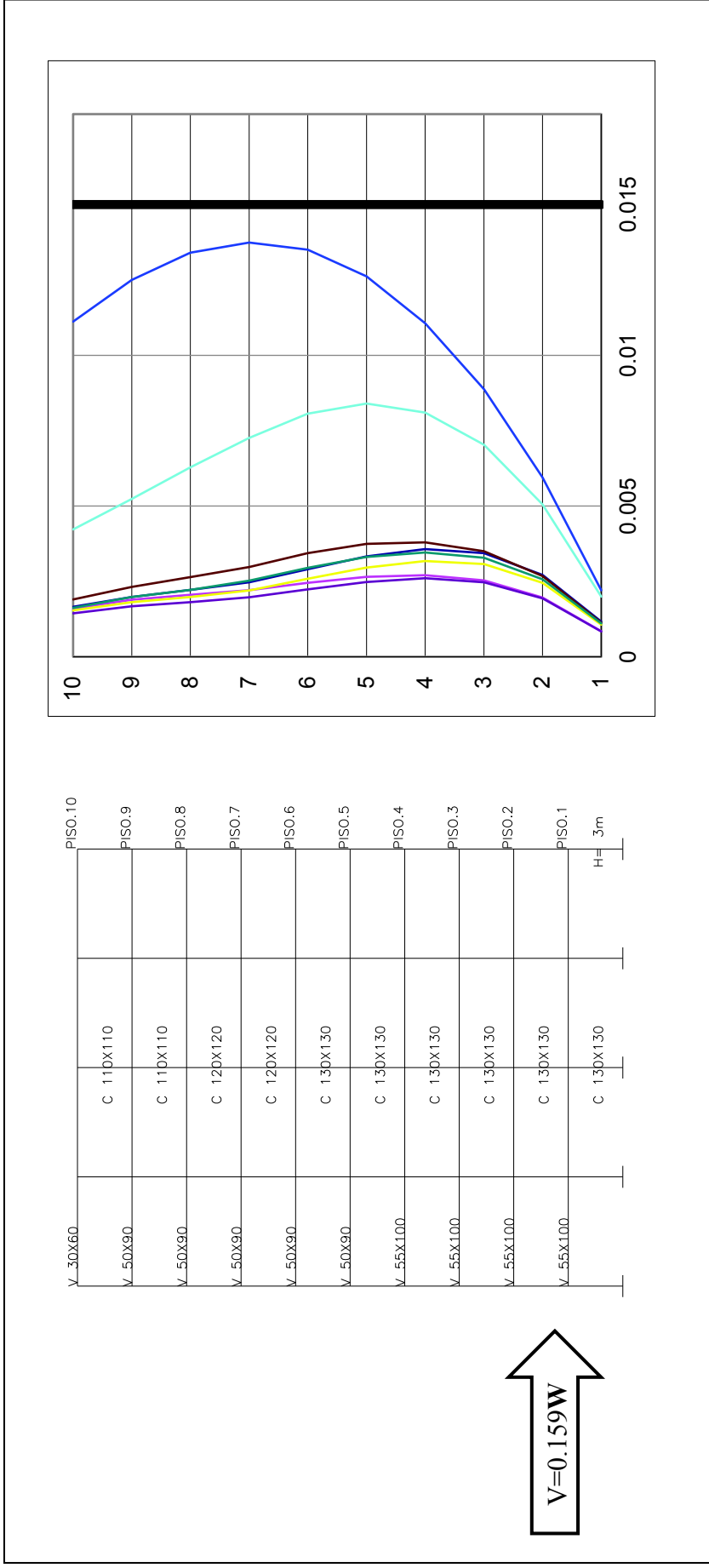
En la tabla 5.5 se muestran las derivas en la dirección x para las fuerzas sísmicas calculadas con los dos métodos de diseño sismo resistente.

Método		DBF				DDBD			
PISO	H	W (Ton)	V(Ton)	Δi (m)	Δe	W (Ton)	V(Ton)	Δi (m)	Δe
10	3	479,84	77,32	0,0623	0,0064	15,9082	110,18	0,1061	0,0152
9	3	597,95	161	0,0591	0,0094	19,4472	182,99	0,0985	0,017
8	3	609,14	233,83	0,0544	0,0123	19,8252	245,44	0,0900	0,0172
7	3	619,72	295,81	0,0483	0,0148	20,2032	297,29	0,0814	0,0176
6	3	638,48	347,78	0,0409	0,0159	20,8612	339,05	0,0726	0,0186
5	3	651,48	389,33	0,0329	0,0170	21,7252	371,01	0,0633	0,0204
4	3	651,48	420,16	0,0244	0,0168	21,7252	392,68	0,0531	0,0192
3	3	679,97	442,06	0,0160	0,0146	21,5212	405,44	0,0435	0,0204
2	3	702,05	455,21	0,0087	0,0118	21,5212	411,41	0,0307	0,0204
1	3	771,31	460,92	0,0028	0,0056	24,5632	413,20	0,0163	0,0152
TOTAL		6401,50							

Tabla.5.5 Comparación de Fuerza sísmica desplazamiento y derivas de piso.

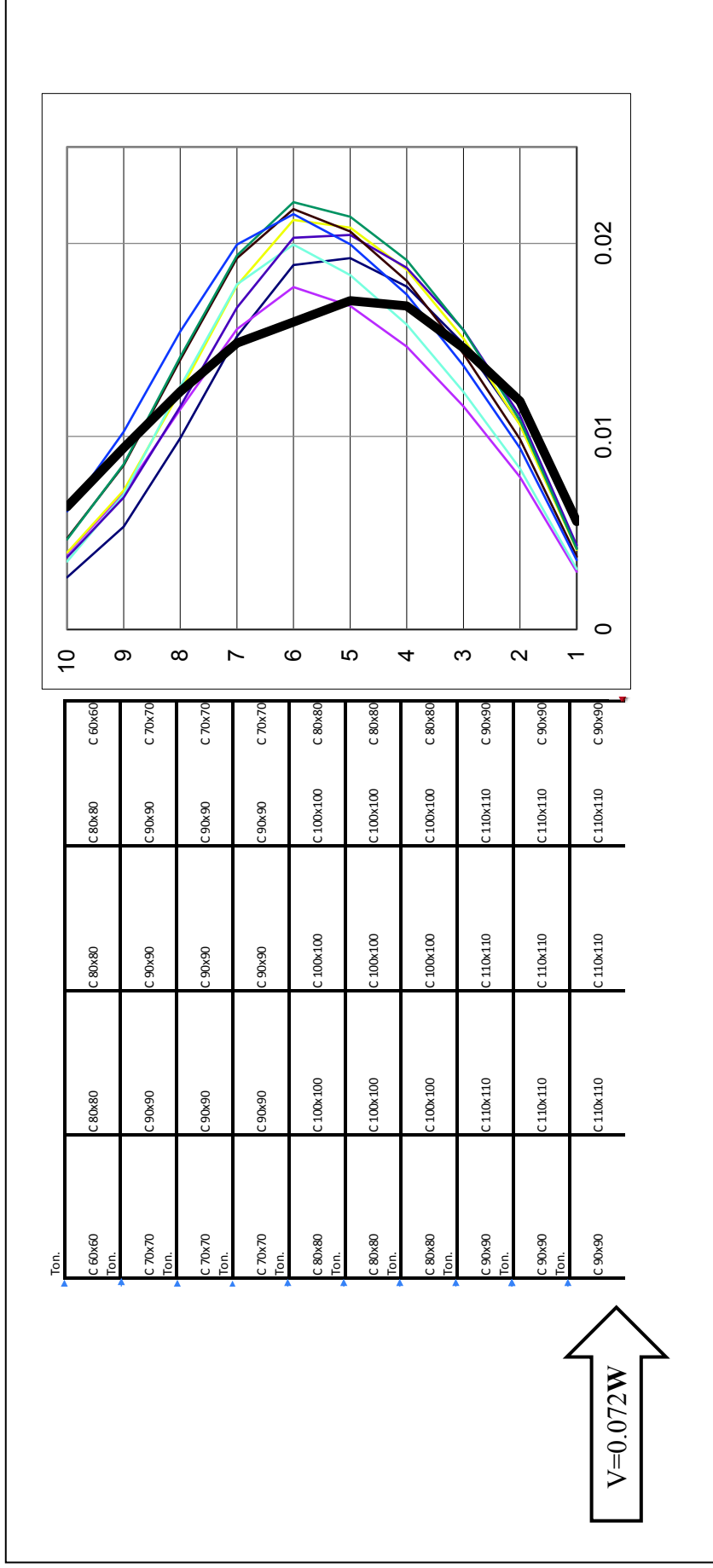
Elaborado por: Javier Andrade S.
Fredy Carrillo M

Figura 5.5 Derivas de piso para edificios de 10 pisos METODO DDBD



Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

Figura 5.6 Derivas de piso para edificios de 10 pisos METODO DBF



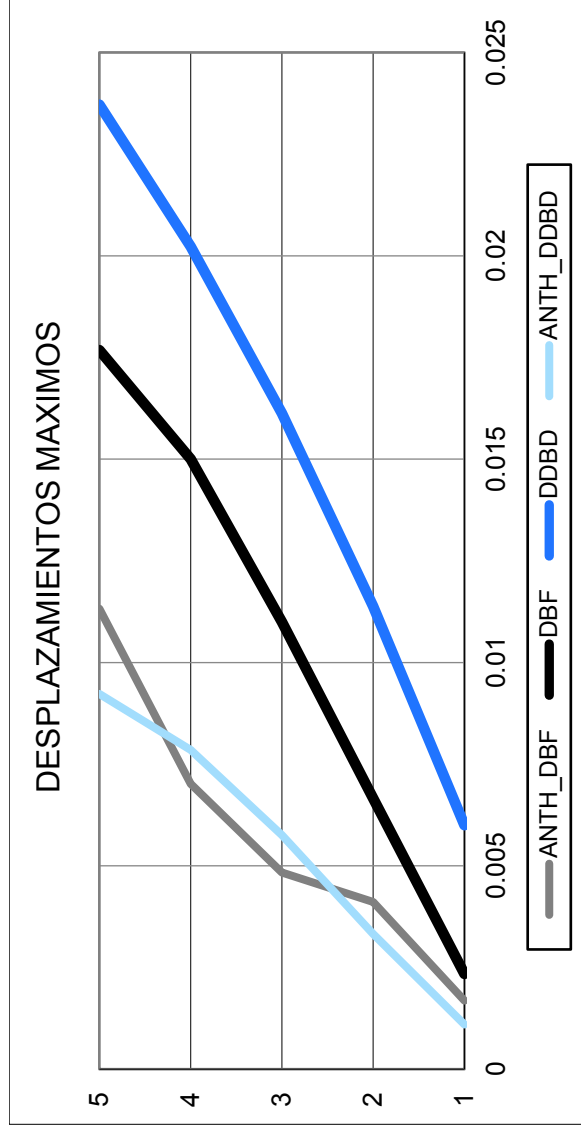
Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

5.4 Verificación de Diseño mediante ANHT

- Perfil Desplazamientos máximos

La evaluación del desempeño del pórtico, se la realiza con un análisis No lineal de historia en el tiempo. Extrayendo el perfil de desplazamientos para cada instante en el que el desplazamiento máximo ocurre en el tope de la estructura.

Desplazamiento en el Tope EDIFICIO 5 PISOS			
	Diseño	Máximo ANHT	D/A
DBF	0.01768	0,01132	-43.82
DDBD	0.023	0,0092	-250%



Desplazamiento en el Tope EDIFICIO 10 PISOS			
	Diseño	Máximo ANHT	D/A
DBF	0.03198	0,06375	50.16 %
DDBD	0.03462	0,01928	179.56 %

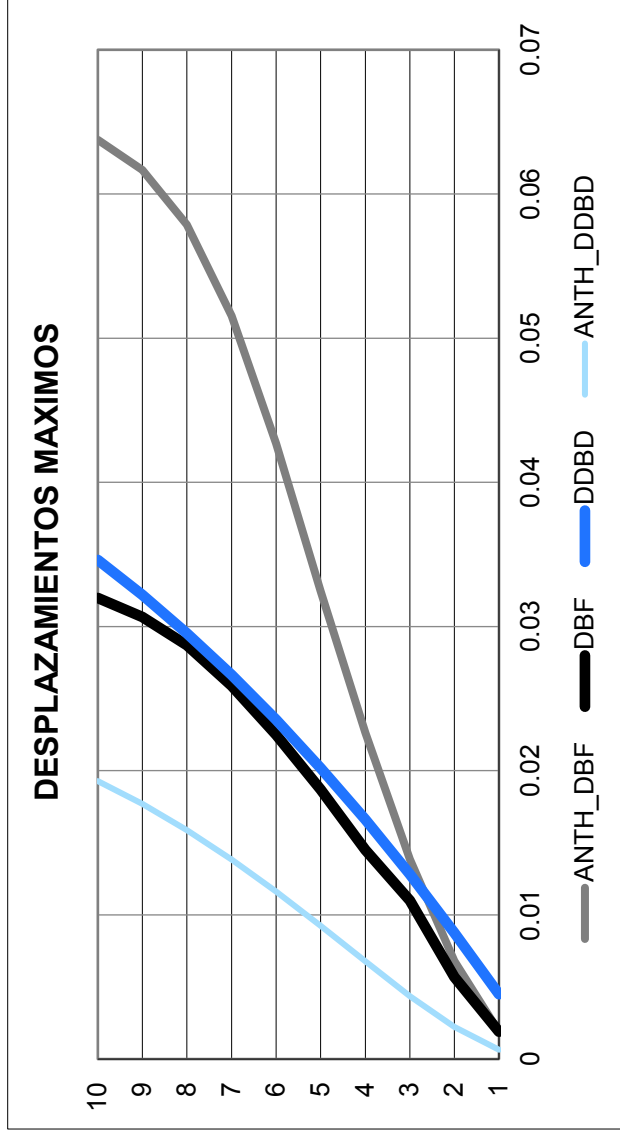


Figura 5.7 Desplazamiento máximo para edificios de 5 pisos METODO DBBD

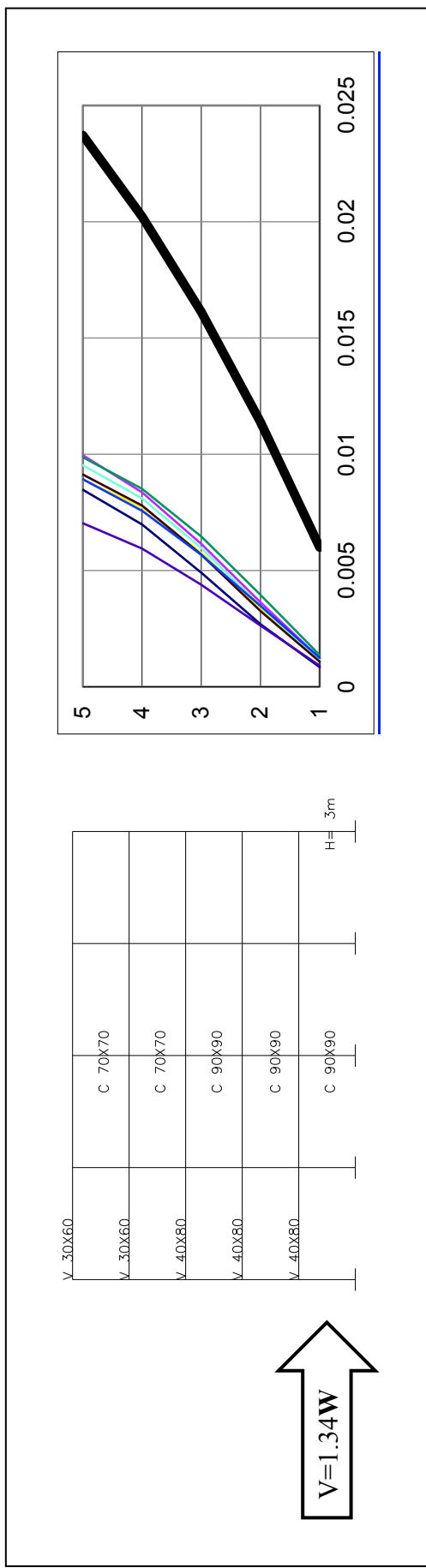


Figura 5.8 Desplazamiento máximo para edificios de 5 pisos METODO DBF

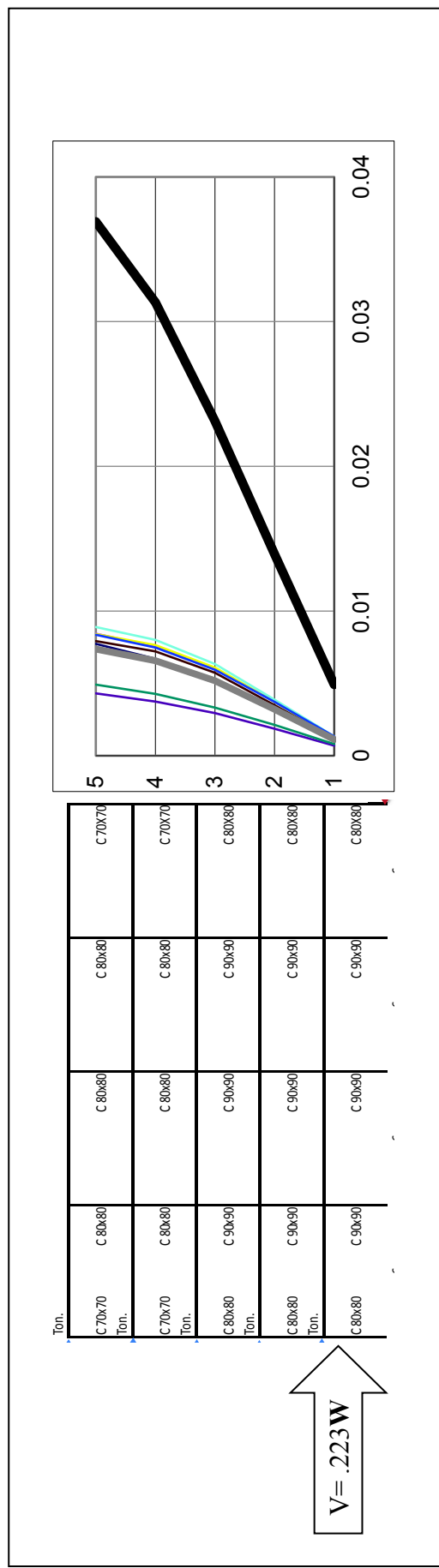


Figura 5.7 Desplazamiento máximo para edificios de 5 pisos METODO DDBD (Sismos Originales)

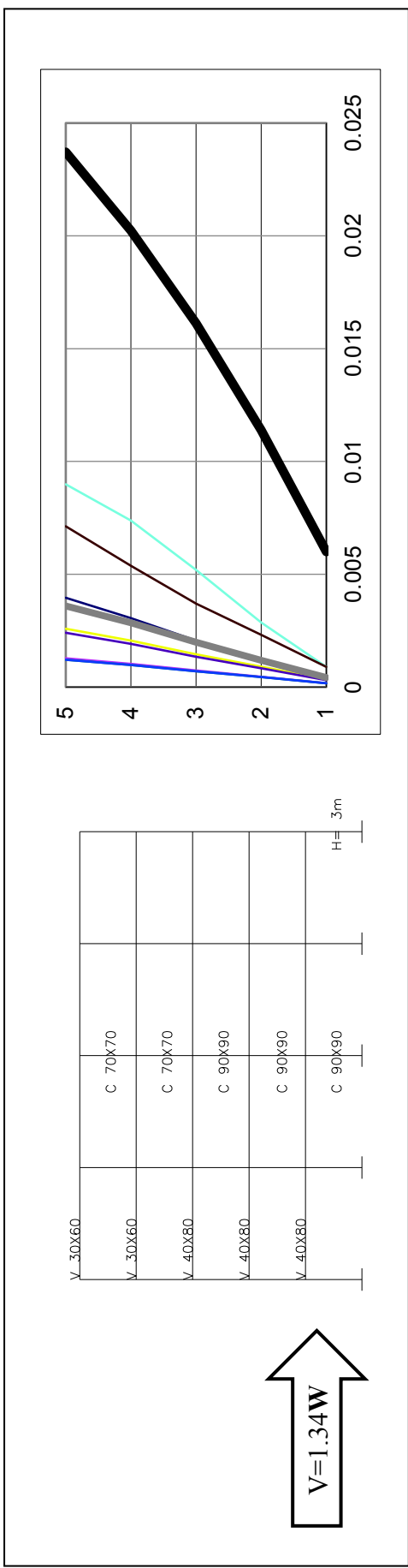
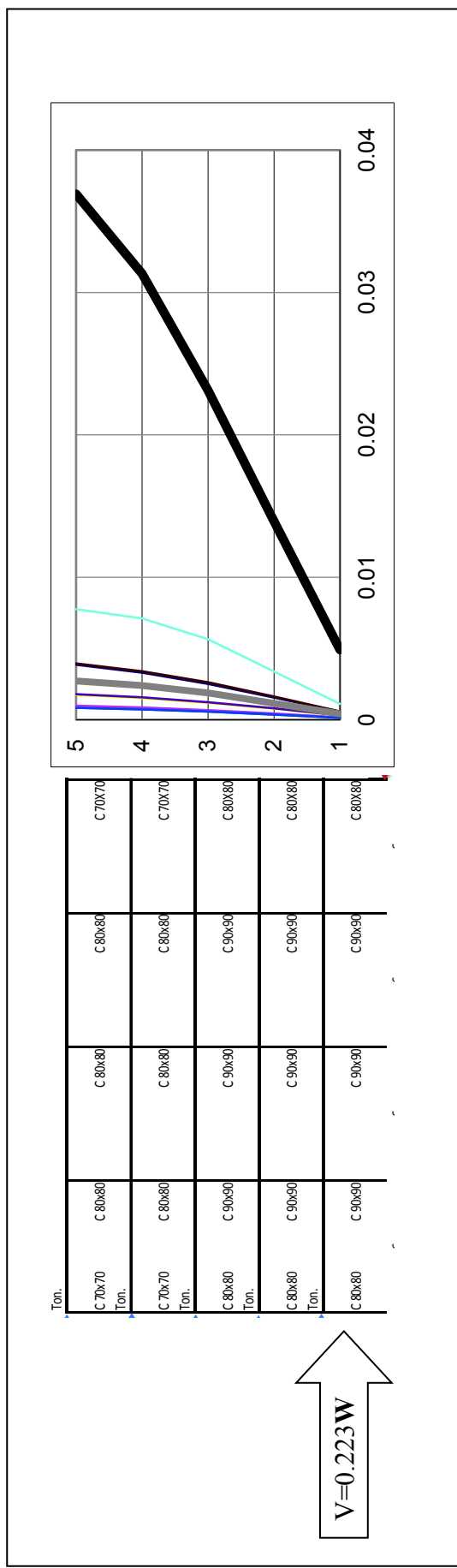


Figura 5.8 Desplazamiento máximo para edificios de 5 pisos METODO DBF (Sismos Originales)



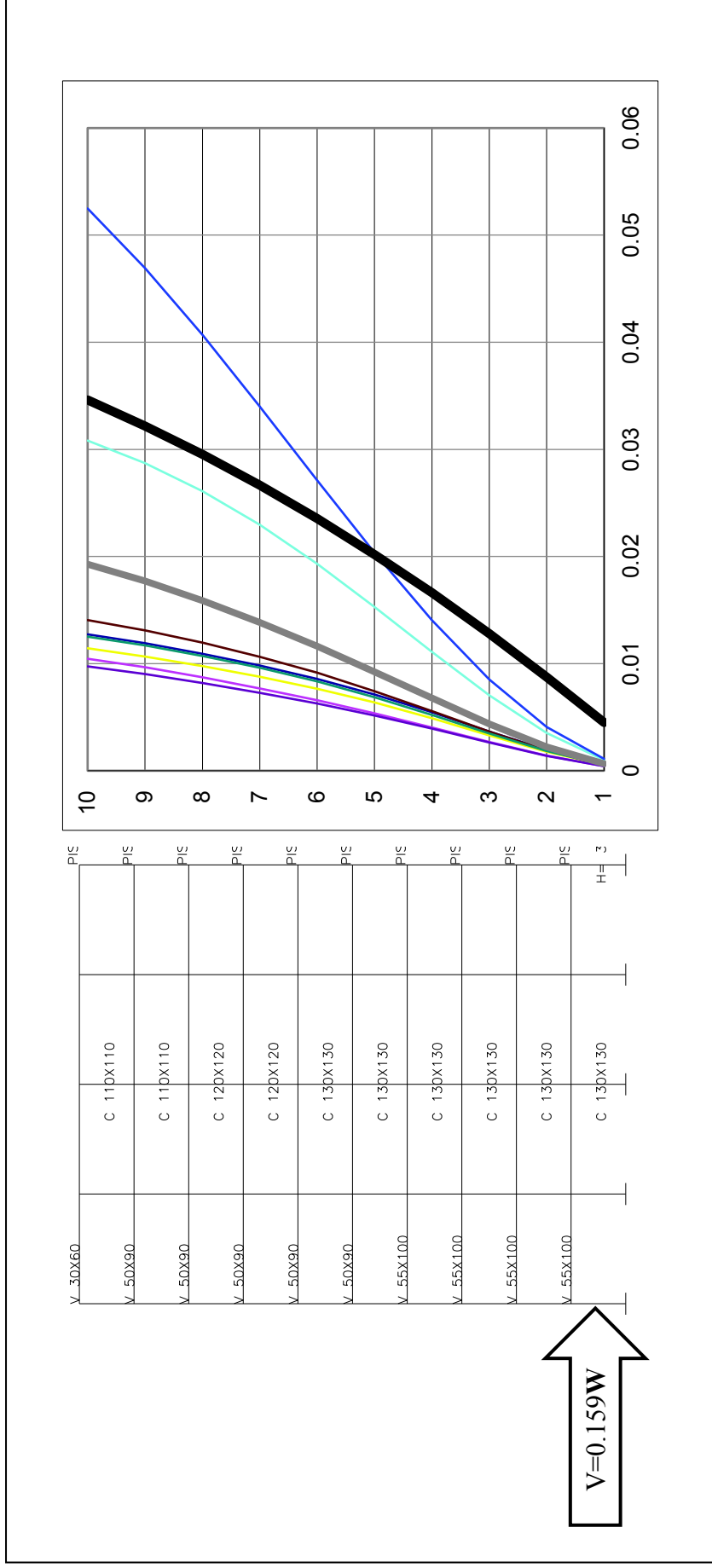
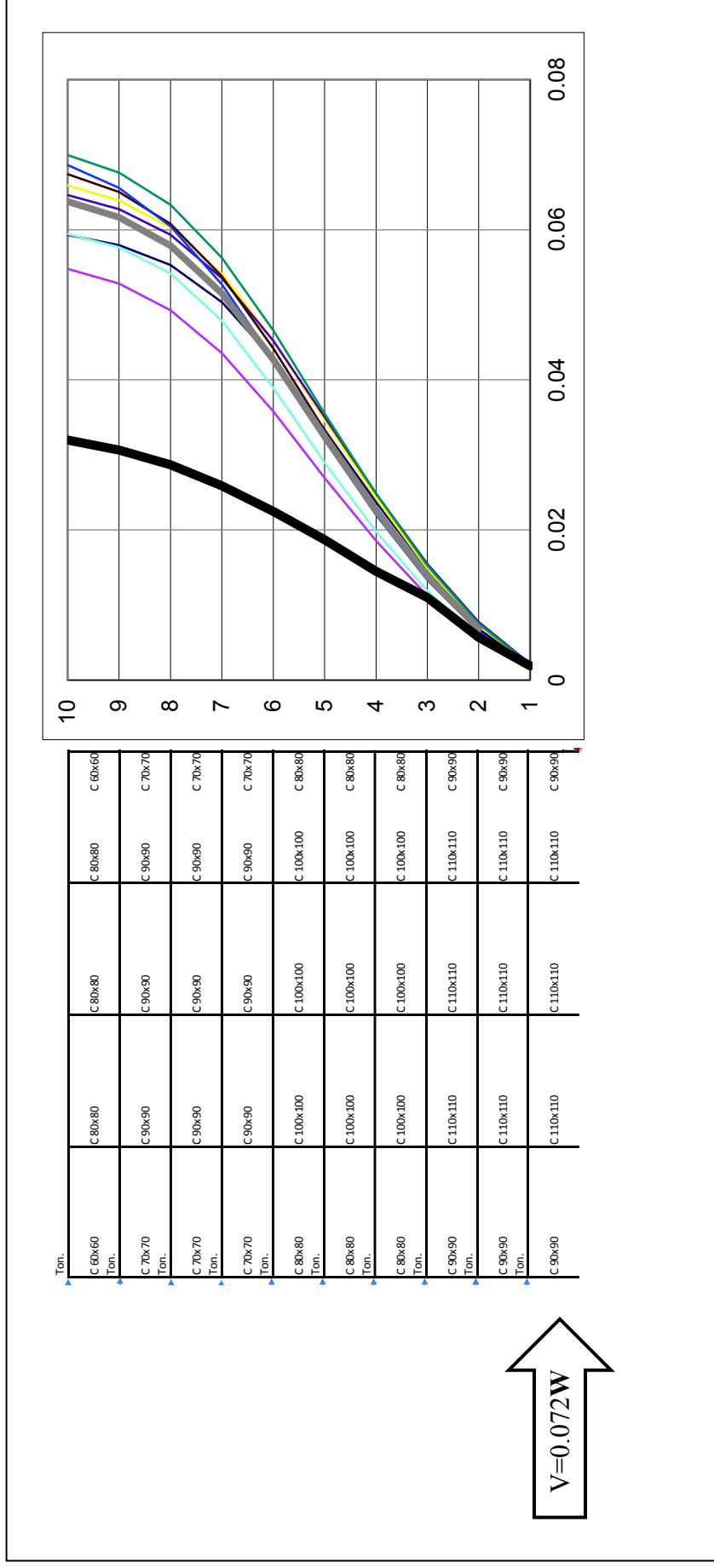


Figura 5.9 Desplazamiento máximo para edificios de 10 pisos METODO DDBD

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

Figura 5.10 Desplazamiento máximo para edificios de 10 pisos METODO DBF



Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

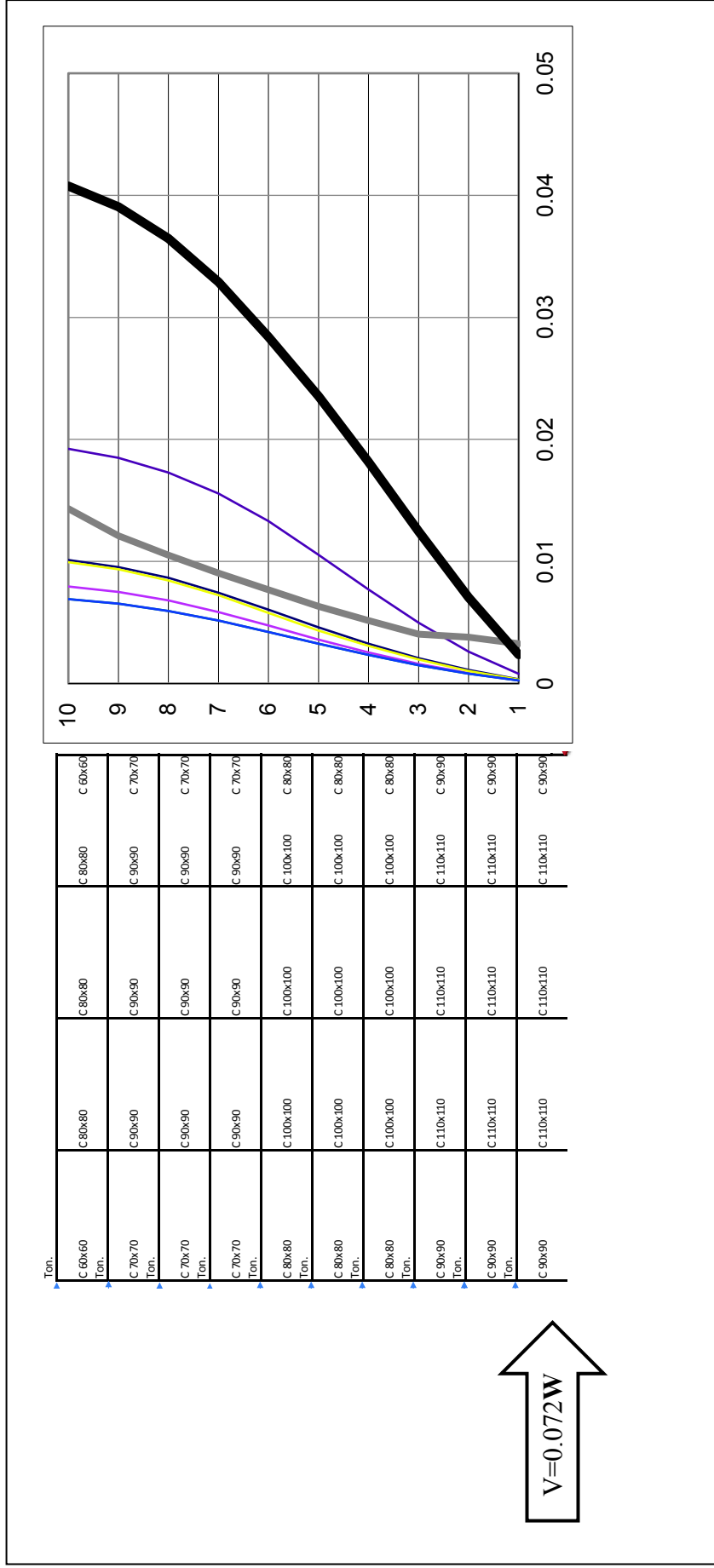


Figura 5.10 Desplazamiento máximo para edificios de 10 pisos METODO DBF (Sismos Originales)

Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

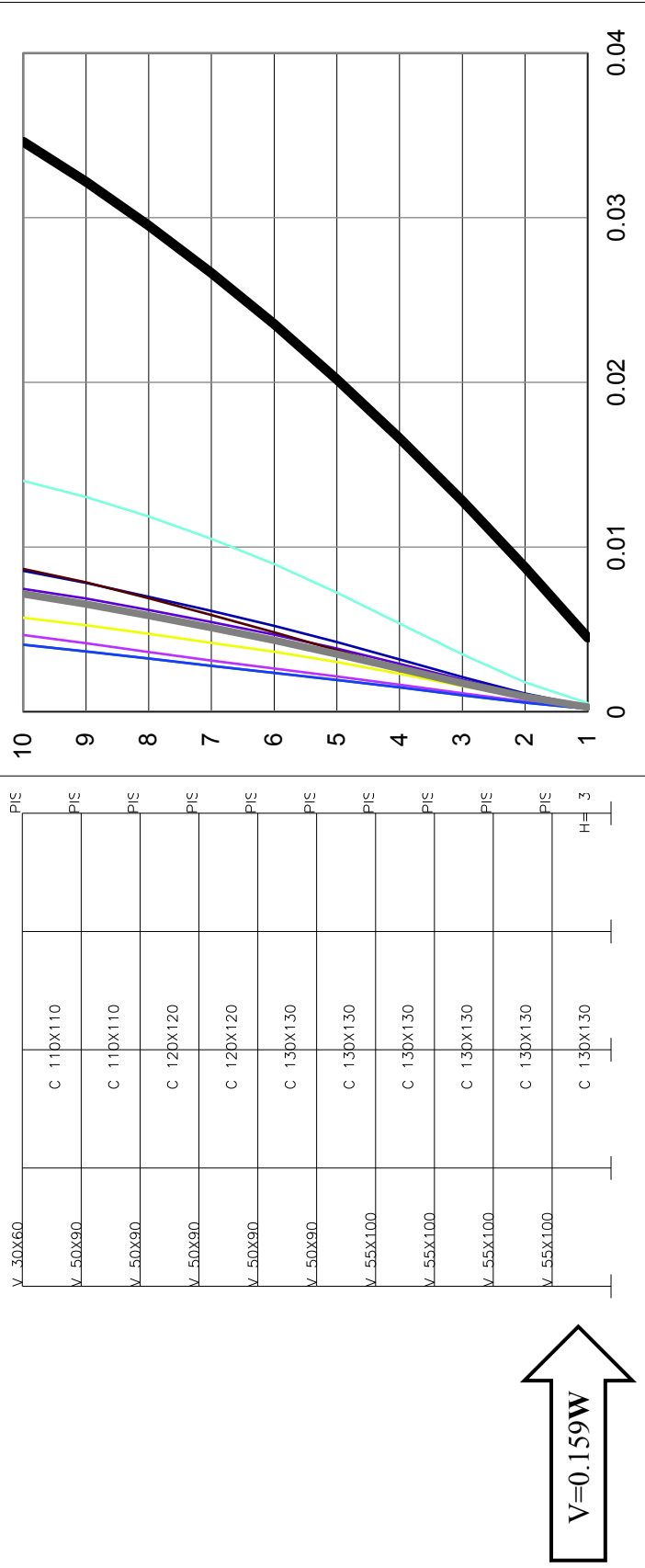


Figura 5.9 Desplazamiento máximo para edificios de 10 pisos METODO DDBD (sismos Originales)
 Elaborado por: Javier Andrade S.
 Fredy Carrillo M

CAPITULO 6

6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Una vez evaluado los diseños sismo resistentes por los dos métodos que nos proporciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 para los edificios:

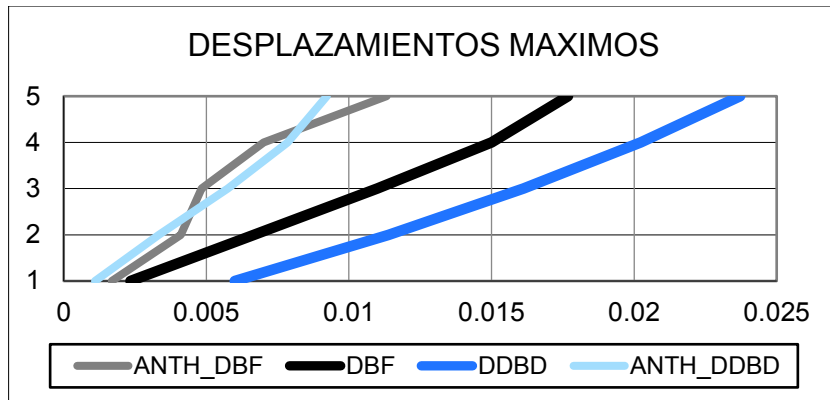
- 5 pisos de uso esencial y para un suelo D regular tanto en planta como en elevación.
- 10 pisos de uso oficinas y para un suelo C regular tanto en planta como en elevación.

Se concluye:

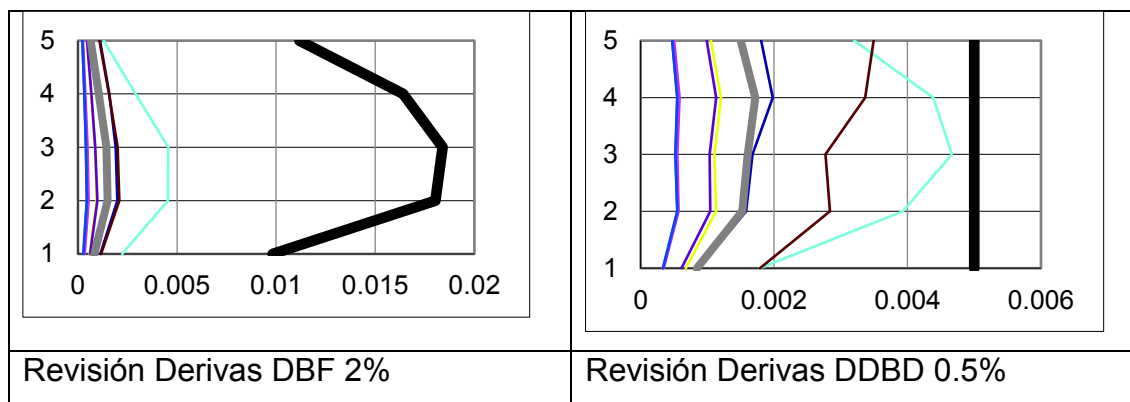
- El diseño sismo resistente para un edificio de 5 pisos de importancia esencial por el método del Diseño Directo Basado en desplazamientos (DDBD) tiene una mayor demanda que el método basado en fuerzas (DBF), que se encuentra en el orden del 600%, representando una gran demanda de secciones y armado, lo que representa un incremento en el costo de la edificación, por el método **DDBD**.

5 PISOS	DBF	DDBD
Fuerza Sísmica V(Ton)	0,223W	1,34W

- Luego de un Análisis no lineal de historia en el tiempo, el edificio de 5 pisos de importancia esencial, los diseños propuesto en la NEC 2015 tienen un comportamiento conservador, debido que el desplazamiento máximo en el tope del edificio está por debajo del perfil de desplazamiento de diseño, está en el orden del 43% y 250% en el método DBF y DDBD respectivamente, esto implica que son edificios seguros y sismo resistente.



- Luego de un Análisis no lineal de historia en el tiempo a los diseños de los pórticos de un edificio de 5 pisos de importancia esencial, los diseños propuesto en la NEC 2015 tienen buenos resultados, en la evaluación de las derivas de piso máximas no superan los límites propuestos en la NEC 2015, el 2% en los diseños DBF y el diseño por desempeño el 0.5% en el DDBD.

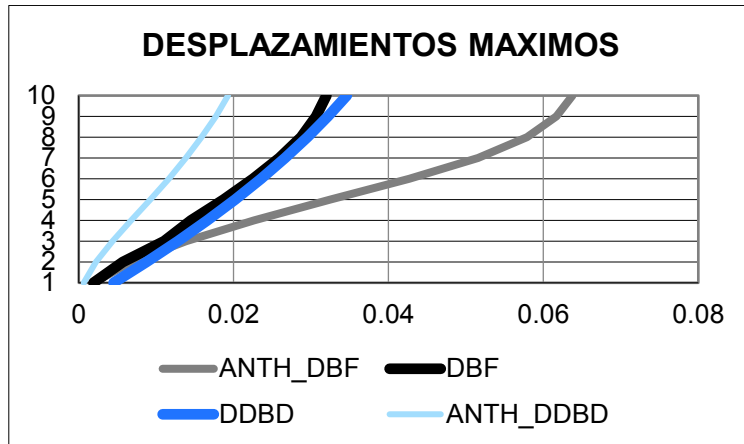


- El diseño sismo resistente para edificios de 10 pisos el método de Diseño Directo Basado en desplazamientos (**DDBD**) requiere de una mayor demanda sobre el método Basado en Fuerzas (DBF) que se encuentra en el orden 219%, casi dos veces el coeficiente de la fuerza sísmica, representando una gran demanda de secciones y armado, lo que representa un incremento en el costo de la edificación por el método **DDBD**.

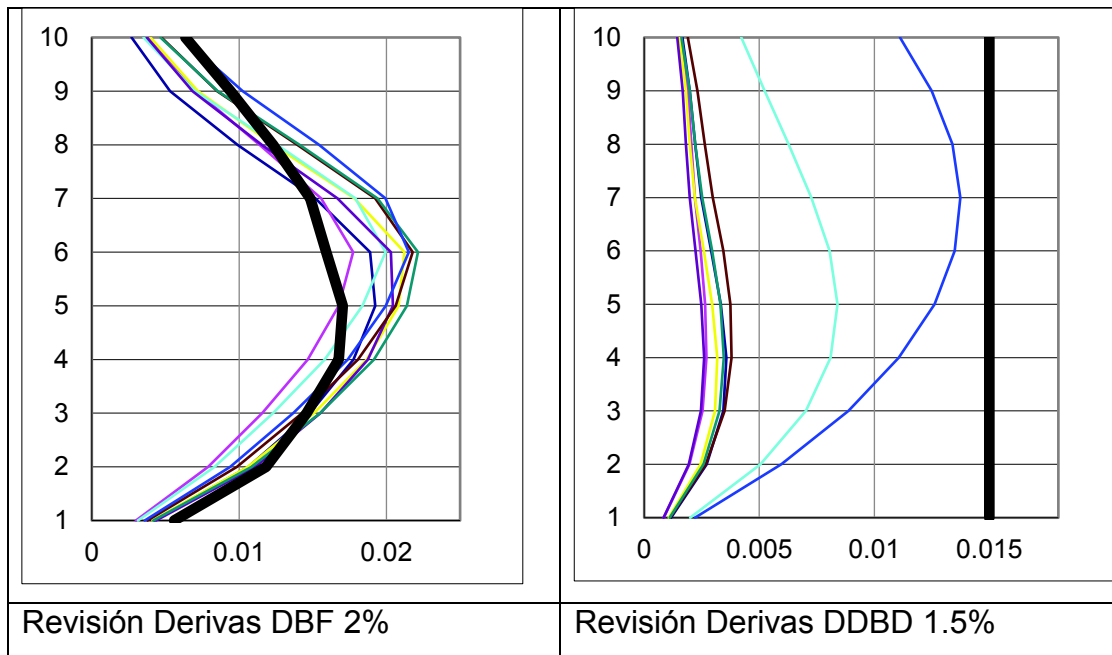
10 PISOS	DBF	DDBD
Fuerza Sísmica V(Ton)	0,072W	0,1597W

- Para un edificio de 10 pisos de importancia de oficinas, por el método DDBD tiene comportamiento conservador, debido que el desplazamiento máximo en el tope del edificio está por debajo del perfil de desplazamiento de diseño, está en el orden del 179.56%.

Para el método DBF tiene un comportamiento no moderado, debido que el desplazamiento máximo en el tope del edificio está sobre del perfil de desplazamiento de diseño, está en el orden del 50.16%

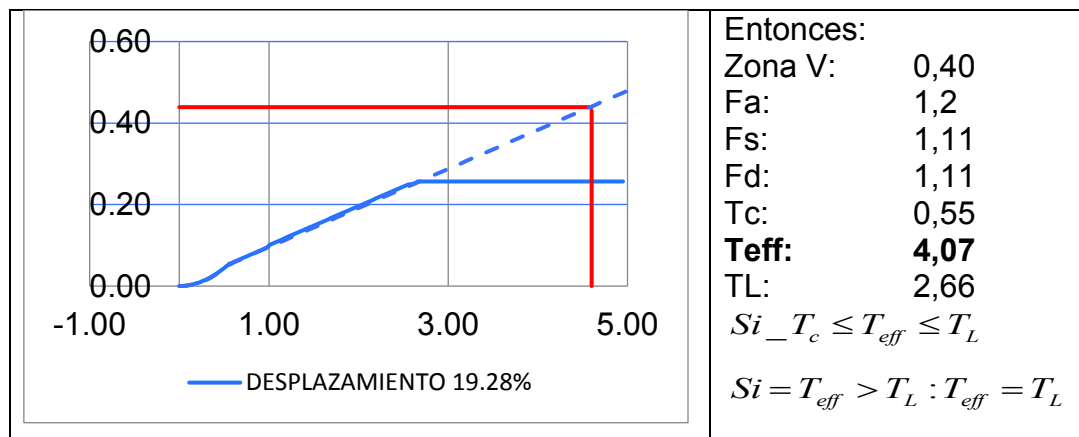


- Para un edificio de 10 pisos de importancia de oficinas, en la evaluación de las derivas de piso máximas, superan los límites propuestos en la NEC 2015, en el diseño el 2% en los diseños DBF, en cambio en las derivas de piso máximas no superan límites el diseño por desempeño el 1.5% en el DDBD.



- La aplicación del estudio se realizó en la ciudad de Quito, los sismos aplicados en el análisis no lineal de historia en el tiempo tienen características de una posible ruptura de falla ubicada en nuestra ciudad considerando:
 - Profundidad de falla
 - Magnitud del sismo
 - Mecanismo focal (Falla Inversa)

- La mayor demanda sísmica en los pórticos de edificios de 10 pisos, es representada por el método DDBD, debido a que la NEC 2015 en el apartado 7.2.4 literal (g) pone una limitante en el cálculo del periodo efectivo en el espectro de desplazamientos, dice:
Si $T_{eff} > T_L$ entonces $T_{eff} = T_L$.

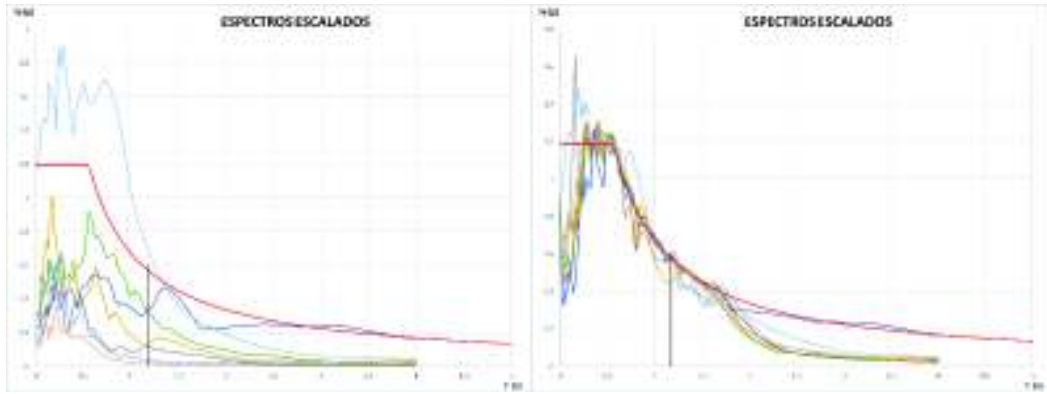


El periodo efectivo es inversamente proporcional al momento de determinar la rigidez efectiva del sistema, a mayor periodo menor es la fuerza sísmica.

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2 * m_{eff}}{T_{eff}^2}$$

La aplicación del estudio fue más eficaz y acercado a la realidad con el procedimiento de escalamiento descrito en la NEC 2015, los sismos escalados deben pasar por el mismo punto del periodo fundamental de vibración de la estructura.

Para el edificio de 10 pisos el periodo es $T = 1.17\text{seg}$



RECOMENDACIONES

- Los resultados de las metodologías de diseño demuestra una amplia diferencia en los edificios de 5 y 10 pisos, recomendando la utilización de la NEC 2015, con cualquier metodología.
- Se recomienda a los diseñadores y/o calculistas, que se debe realizar un análisis al método de diseño sismo resistentes, a utilizar. Las evaluaciones de las derivas superan las de diseño en el DBF, y son conservador en el DDBD.
- Se recomienda realizar un estudio a edificios con irregularidad tanto en planta como elevación.

6.2 Referencias

- Carr Athol j 2004 "Ruaumoko-Program tor Inelastic Dynamic Analysis." Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Carr Athol J 2004 "Ruaumoko Users Manual, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Dwairi 2004 "Equivalent damping support of DDBD with application to multi –span bridges" A dissertation submitted to the graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Dwairi 2004 "Investigation of Jacobsen´s equivalent viscous damping approach as applied to displacement-based seismic desing"
- Dwairi,H., Kowalsky, M.J. and NauJ.M. (2007). Equivalent Damping in Support of Direct Displacement Based. Design. Journal of Earthquake Engineering
- EuroCode 8. "Structure is seismic regions – Design. Part 1" General and Building. May 1988 Edition, Report EUR 8849 EN, Commission of European Communities.
- Gulkan, P. and Sozen, M.A., Dec. 1974 " In-elastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", Proceedings of the ACI, Vol. 71, No. 12, pp605-610
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015
- Ordoñez José 2015 "Diseño sísmico Basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte."
- Ortiz Oswaldo 2013 "Algunas Consideraciones respecto de los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas"
- Paulay–Priestley 1992 "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings" John Wiley and Sons, 744 p, USA.
- Priestley y Kowalsky [2000], "Performance Based Seismic Design"
- M.J.N.Priestley, D.N.Grant, and C.A.Blandon, 2005 "European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, (Rose School) Pavia, Italy"

- Shibata, A. and Sozen, M., January 1976 “Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, No. ST1, pp1-18.
- SEOAC 2005 “Revised Interrim Guidelines performance-based Seismic Engineering Structural Engineers Association of California”
- Sullivan 2002 “The current limitations of displacement based desing” MSc Dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy
- UBC(1997) “Uniform Building Code” International Conference of Building Officials, Vol2.
- Veletsos, A, Newmark, N. M., 1960. “Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions” Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering.